RAPPORT DE RECHERCHE

STRATÉGIE D'ÉVALUATION ET DE REMISE EN ÉTAT DES BÂTIMENTS EXISTANTS À OSSATURE EN ACIER ET À PAREMENT EN MAÇONNERIE

SCHL CMHC

AU COEUR DE L'HABITATION

Canada

SCHL—Au cœur de l'habitation

La Société canadienne d'hypothèques et de logement (SCHL) est au cœur de l'habitation. Toutes ses activités visent à aider les Canadiens et les Canadiennes à vivre dans un logement sûr à tout point de vue.

À titre d'organisme national responsable du logement, la SCHL joue un rôle important dans le secteur canadien de l'habitation. Elle propose de nouvelles façons de financer l'achat des maisons. Elle favorise l'innovation dans le domaine de la technologie et de la conception des habitations. Grâce à son assurance prêt hypothécaire, elle aide les Canadiens et les Canadiennes à réaliser leur rêve et à posséder leur propre maison.

Les Canadiens et les Canadiennes tirent avantage de la collaboration de la SCHL avec ses partenaires des secteurs public, privé et sans but lucratif en vue d'améliorer la qualité et l'accessibilité des logements et de faire en sorte qu'ils soient plus abordables, partout au pays.

L'aide accordée par la SCHL permet aux ménages à faible revenu, aux aînés, aux personnes handicapées et aux Autochtones de vivre dans des logements convenables et abordables. La SCHL crée des emplois pour les Canadiens et les Canadiennes dans le domaine des produits et services en aidant le secteur de l'habitation à exporter ses connaissances et ses compétences dans d'autres pays.

Les recherches de pointe effectuées par la SCHL améliorent la qualité des logements et font en sorte que ceux-ci soient plus abordables. Afin d'aider les Canadiens et les Canadiennes à tirer profit de son savoir-faire dans le domaine de l'habitation et à prendre des décisions éclairées, la SCHL est devenue le plus important éditeur canadien de publications portant sur le logement. Elle possède également la collection la plus complète de documents sur l'habitat.

Les Canadiens et les Canadiennes peuvent avoir facilement accès à nos informations par l'entremise des points de vente et des bureaux régionaux de la SCHL.

Vous pouvez aussi communiquer avec nous par téléphone :
1 800 668-2642 [à l'extérieur du Canada : (613) 748-2003]
ou par télécopieur : (613) 748-4069.
Pour nous joindre en direct, visitez notre page d'accueil à l'adresse suivante : « www.cmhc-schl.gc.ca »

La Société canadienne d'hypothèques et de logement appuie la politique du gouvernement fédéral sur l'accès à l'information pour les personnes handicapées. Si vous désirez obtenir la présente publication en des médias substituts, composez le 1 800 668-2642.

100-06104/

Stratégies d'évaluation et de remise en état des bâtiments existants à ossature en acier et à parement en maçonnerie

Préparé pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement

**Jacques Rousseau, Directeur de projet,
Technologie des bâtiments de grande hauteur**

Société canadienne d'hypothèques et de logement
Division de la politique technique et de la recherche
Bureau national
700, chemin de Montréal
Ottawa K1A 0P7

Préparé par
T.W.J Trestain, ingénieur

T.W.J Trestain Structural Engineering
Toronto (Ontario)

novembre 1999

La SCHL offre une vaste gamme de produits d'information sur le logement. Pour obtenir plus de détails, veuillez composer le 1 800 668-2642 ou visitez notre site Web à www.cmhc-schl.gc.ca

This publication is also available in English under the title: Assessment Repair Strategy for Existing Buildings Constructed with Masonry Veneer Steel Stud Walls

Cette recherche a été financée par la Société canadienne d'hypothèques et de logement (SCHL). La qualité rédactionnelle de ce rapport, son contenu et les opinions qui y sont émises sont de l'auteur. La SCHL ne saurait en assumer la responsabilité et se dégage de toute obligation relativement aux conséquences résultant de l'utilisation que le lecteur pourrait faire des renseignements, des matériaux ou des techniques qui y sont décrits.

La Société canadienne d'hypothèques et de logement souscrit à la politique du gouvernement fédéral sur l'accès des personnes handicapées à l'information. Si vous désirez obtenir la présente publication sur des supports de substitution, composez le 1 800 668-2642.

Table des matières

Chapitre 1 — Introduction

1.1 **Préface** 1-1

1.1.1 Historique 1-1
1.1.2 Exigences actuelles 1-2

1.2 **Remerciements** 1-2

1.3 **Objet et portée** 1-3

1.4 **Méthodes d'évaluation sur place** 1-3

1.4.1 Modèle médical 1-3
1.4.2 Modèle de la vérification technique 1-5
1.4.3 Modèle mixte 1-6

1.5 **Tous les murs OA/PM (ossature d'acier/parement en maçonnerie) sont-ils suspects simplement parce que ce sont des murs OA/PM?** 1-7

Chapitre 2 — Méthodes de collecte d'information sur le terrain

2.1 **Une démarche systématique pour l'examen des murs OA/PM détériorés** ..2-1

2.1.1 Observations initiales 2-1
2.1.2 Diagnostic préliminaire 2-4
2.1.3 Autres examens et essais 2-6
2.1.4 Diagnostic définitif 2-8
2.1.5 Évaluation de la sécurité structurale en l'absence de symptômes 2-8

Répertoire des méthodes d'enquête 2-8

2.2 **Propriétés géométriques et composition** 2-10

2.2.1 Thermographie infrarouge 2-10
2.2.2 Regards d'inspection 2-10
2.2.3 Détecteurs de métaux 2-12
2.2.4 Outils divers 2-12
2.2.5 Sondes optiques (endoscopes et fibroscopes) 2-14
2.2.6 Instruments d'arpentage 2-15
2.2.7 Dispositifs de mesure de l'épaisseur de l'acier sans revêtement et de l'enduit 2-17

2.3 Résistance, propriétés physiques et intégrité 2-15

2.3.1 Essais acoustiques par chocs 2-15
2.3.2 Essai d'adhérence à la clé pour la maçonnerie 2-16
2.3.3 Carottage 2-16
2.3.4 Calibres de fissure 2-16
2.3.5 Prélèvement d'échantillons de mortier 2-17
2.3.6 Méthodes de l'écho de choc et de l'écho d'impulsions ultrasonores 2-17
2.3.7 Essais de chargement 2-17
2.3.8 Essais d'arrachement 2-17
2.3.9 Examens radar 2-17
2.3.10 Essais par atténuation des contraintes 2-18
2.3.11 Essais de dureté superficielle 2-18
2.3.12 Essai de traction et analyse chimique des produits en acier 2-18

2.4 Humidité, mouvement de l'air et rendement thermique 2-19

2.4.1 Mesure des fuites d'air 2-19

2.4.1.1 Méthode de détection des fuites d'air dans les enveloppes de bâtiment (ASTM E 1186) 2-19
2.4.1.2 Pressurisation et dépressurisation mécaniques 2-19
2.4.1.3 Thermographie infrarouge 2-20
2.4.1.4 Méthodes de laboratoire 2-20
2.4.1.5 Poires à fumée et fumigènes 2-20
2.4.1.6 Gaz de dépistage 2-21
2.4.1.7 Détecteurs de fuite à ultrasons 2-21
2.4.1.8 Différences de pression dues aux conditions météorologiques 2-21

2.4.2 Détecteurs de condensation 2-22
2.4.3 Dispositifs de mesure du degré d'humidité 2-22
2.4.4 Thermographie infrarouge 2-23
2.4.5 Humidimètres et techniques de mesure de l'humidité 2-25
2.4.6 Dispositifs de mesure de la température 2-25
2.4.7 Mesure des fuites d'eau 2-26

2.4.7.1 Généralités 2-26
2.4.7.2 Dispositifs et techniques perméamétriques 2-26
2.4.7.3 Essai d'évacuation de l'eau 2-28
2.4.7.4 Colorants 2-28
2.4.7.5 Essai de pénétration d'eau 2-28
2.4.7.6 Essais au diffuseur 2-30
2.4.7.7 Essais de dépistage des fuites par détection de vapeur organique 2-30
2.4.7.8 Analyse 2-30

2.4.8 Mesure de la transmission de la vapeur d'eau 2-31

Chapitre 3 — Comportement, défauts et conséquences

3.1 Murs OA/PM en tant que systèmes 3-1

3.1.1 Murs OA/PM en tant que systèmes — Résistance 3-5
3.1.2 Murs OA/PM en tant que systèmes — Pertes de résistance et conséquences 3-9
3.1.3 Murs OA/PM en tant que systèmes — Aptitude au service 3-10
3.1.4 Murs OA/PM — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-11
3.1.5 Murs OA/PM en tant que systèmes — Caractéristiques de construction 3-11

3.1.5.1 Déflecteurs de pluie 3-11
3.1.5.2 Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique 3-15

3.1.6 Murs OA/PM en tant que systèmes — Défauts de construction et conséquences 3-16

3.2 Cornières d'appui 3-16

3.2.1 Cornières d'appui — Résistance 3-16
3.2.2 Cornières d'appui — Pertes de résistance et conséquences 3-18
3.2.3 Cornières d'appui — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-18
3.2.4 Cornières d'appui — Défauts de construction et conséquences 3-19

3.3 Linteaux à cornières séparées 3-19

3.3.1 Linteaux à cornières séparées — Résistance 3-19
3.3.2 Linteaux à cornières séparées — Pertes de résistance et conséquences 3-20
3.3.3 Linteaux à cornières d'appui séparées — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-20

3.4 Joints de mouvement horizontaux et verticaux dans le parement en maçonnerie 3-21

3.4.1 Joints de mouvement horizontaux et verticaux dans le parement en maçonnerie — Aptitude au service 3-21

3.4.1.1 Fléchissement élastique et durable sous la charge 3-21
3.4.1.2 Mouvements dus à l'humidité 3-21
3.4.1.3 Mouvements thermiques 3-22
3.4.1.4 Mouvement horizontal dans les parements en briques d'argile 3-22
3.4.1.5 Mouvement vertical différentiel total 3-23

3.4.2 Joints de mouvement horizontaux et verticaux dans le parement en maçonnerie — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-4

3.4.2.1 Mouvements horizontaux (joints de dilatation verticaux inadéquats) .3-24
3.4.2.2 Mouvements verticaux différentiels (joints de dilatation horizontaux inadéquats) 3-27
3.4.2.3 Mouvements verticaux différentiels (cornière d'appui discontinue) 3-28

3.5 Brique et mortier 3-30

3.5.1 Brique et mortier — Résistance 3-30

3.5.1.1 Résistance à la flexion 3-30

3.5.2 Brique et mortier — Pertes de résistance et conséquences.....3-30

3.5.2.1 Surplomb 3-30

3.5.3 Brique et mortier — Pertes d'aptitude au service et conséquences.....3-30

3.5.2.1 Fissuration.....3-30
3.5.2.2 Joints de mortier 3-31

3.5.4 Brique et mortier — Défauts de construction et conséquences.....3-31

3.5.4.1 Efflorescence 3-31
3.5.4.2 Gel et dégel.....3-32
3.5.4.3 Évents et chantepleures 3-33

3.6 Agrafes à maçonnerie 3-34

3.6.1 Agrafes à maçonnerie — Résistance.....3-34
3.6.2 Agrafes à maçonnerie — Pertes de résistance et conséquences 3-34
3.6.3 Agrafes à maçonnerie — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-36
3.6.4 Agrafes à maçonnerie — Défauts de construction et conséquences 3-36

3.7 Solins 3-36

3.7.1 Caractéristiques de construction 3-36
3.7.2 Défauts de construction et conséquences 3-36

3.8 Lames d'air 3-38

3.8.1 Lames d'air — Pertes de résistance et conséquences.....3-38
3.8.2 Lames d'air — Défauts de construction et conséquences.....3-39

3.9 Isolant extérieur et revêtement extérieur 3-39

3.9.1 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Pertes de résistance et conséquences 3-39

3.9.2 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-40
3.9.3 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Caractéristiques de construction .3-40
3.9.4 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Défauts de construction et conséquences 3-40

3.10 **Pare-air et pare-vapeur** 3-41

3.10.1 Survol 3-41
3.10.2 Pare-air et pare-vapeur — Résistance 3-42
3.10.3 Pare-air et pare-vapeur — Pertes de résistance et conséquences 3-42
3.10.4 Pare-air et pare-vapeur — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-42
3.10.5 Pare-air et pare-vapeur — Caractéristiques de construction 3-43
3.10.6 Systèmes d'étanchéité à l'air — Défauts de construction et conséquences 3-43

3.11 **Isolation de l'espace entre poteaux** 3--45

3.11.1 Isolation de l'espace entre poteaux — Caractéristiques de construction 3-45
3.11.2 Isolation de l'espace entre poteaux — Défauts de construction et conséquences .3-45

3.12 **Revêtement intérieur** 3-45

3.12.1 Revêtement intérieur — Pertes de résistance et conséquences 3-45
3.12.2 Revêtement intérieur — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-46
3.12.3 Revêtement intérieur — Caractéristiques de construction 3-46
3.12.4 Revêtement intérieur — Défauts de construction et conséquences 3-46

3.13 **Poteaux types** 3-46

3.13.1 Poteaux types — Résistance 3-46
3.13.2 Poteaux types — Pertes de résistance et conséquences 3-46
3.13.3 Poteaux types — Aptitude au service 3-47
3.13.4 Poteaux types — Pertes d'aptitude au service et conséquences 3-48
3.13.5 Poteaux types — Caractéristiques de construction 3-48

3.14 **Contreventement** 3-48

3.14.1 Contreventement — Résistance 3-48
3.14.2 Contreventement — Pertes de résistance et conséquences 3-48

3.14.2.1 Revêtements 3-48
3.14.2.2 Contreventement frontal en feuillard d'acier 3-49
3.14.2.3 Contreventement traversant les évidements 3-50

3.15 **Lisse basse** 3-51

3.15.1 Lisse basse — Résistance 3-51
3.15.2 Lisse basse — Pertes de résistance et conséquences 3-53

3.15.3 Lisse basse — Pertes d'aptitude au service et conséquences....3-54
3.15.4 Lisse basse — Caractéristiques de construction....3-54

3.16 **Sablières**....3-54

3.16.1 Sablières — Résistance....3-54
3.16.2 Sablières — Pertes de résistance et conséquences....3-55
3.16.3 Sablières — Pertes d'aptitude au service et conséquences....3-57
3.16.4 Sablières — Caractéristiques de construction....3-57

3.17 **Poteaux jumelés aux montants**....3-57

3.17.1 Poteaux jumelés aux montants — Résistance....3-57
3.17.2 Poteaux jumelés aux montants — Pertes de résistance et conséquences....3-58
3.17.3 Poteaux jumelés aux montants — Aptitude au service....3-59
3.17.4 Poteaux jumelés aux montants — Pertes d'aptitude au service et conséquences....3-59
3.17.5 Poteaux jumelés aux montants — Caractéristiques de construction....3-59

3.18 **Linteaux et appuis de fenêtres**....3-59

3.18.1 Linteaux et appuis de fenêtres — Résistance....3-59
3.18.2 Linteaux et appuis — Pertes de résistance et conséquences....3-60
3.18.3 Linteaux et appuis — Aptitude au service....3-60
3.18.4 Linteaux et appuis — Pertes d'aptitude au service et conséquences....3-60
3.18.5 Linteaux et appuis — Caractéristiques de construction....3-60

3.19 **Murs en surélévation**....3-60

3.19.1 Murs en surélévation — Pertes de résistance et conséquences....3-60
3.19.2 Murs en surélévation — Pertes d'aptitude au service et conséquences....3-61
3.19.3 Murs en surélévation — Défauts de construction et conséquences....3-63

3.20 **Produits d'étanchéité**....3-63

3.20.1 Produits d'étanchéité — Pertes d'aptitude au service et conséquences....3-63

3.21 **Corrosion**....3-64

Chapitre 4 — Critères d'acceptabilité

4.1 **Garanties** 4-1

4.2 **Évaluation structurale par analyses et essais** 4-2

4.2.1 Code du bâtiment recommandé aux fins des évaluations 4-2
4.2.2 Évaluation structurale fondée sur les coefficients de charge réduits du Commentaire N[1] sur le CNBC de 1995 4-3

4.2.2.1 Exemple de calcul 4-5
4.2.2.2 Charges recommandées aux fins des évaluations 4-7
4.2.2.3 Résistances pondérées aux fins des évaluations 4-8

4.2.3 Évaluation structurale à l'aide d'une analyse classique 4-8
4.2.4 Évaluation structurale par analyse des éléments finis 4-8
4.2.5 Essais en vraie grandeur sur place 4-11
4.2.6 Méthodes d'essai pour les éprouvettes à échelle réduite 4-17

4.3 **Critères d'acceptabilité pour la résistance, l'aptitude au service et les caractéristiques de construction** 4-18

4.3.1 Critères d'acceptabilité des caractéristiques de construction 4-22

4.3.1.1 Absence de symptômes de désordre 4-22
4.3.1.2 Présence de certains symptômes de désordre 4-23

4.3.2 Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-24

4.3.2.1 Cornières d'appui — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-25
4.3.2.2 Linteaux à cornières séparées — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-25
4.3.2.3 Joints de mouvements horizontaux et verticaux dans le parement en maçonnerie — critères d'acceptabilité de l'aptitude au service 4-26
4.3.2.4 Brique et mortier — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-28
4.3.2.5 Agrafes de maçonnerie — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-29
4.3.2.6 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Critères d'acceptabilité de la résistance 4-29
4.3.2.7 Pare-air — Critères d'acceptabilité de la résistance 4-29
4.3.2.8 Revêtement intérieur — Critères d'acceptabilité de la résistance 4-32
4.3.2.9 Poteau type — Critères d'acceptabilité de la résistance 4-32
4.3.2.10 Poteau type — Critères d'acceptabilité de l'aptitude au service 4-34
4.3.2.11 Contreventement — Critères d'acceptabilité de la résistance 4-35

4.3.2.12 Lisse basse — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-36
4.3.2.13 Sablières — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-37
4.3.2.14 Poteaux jumelés aux montants — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-37
4.3.2.15 Linteaux et appuis de fenêtre — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-38
4.3.2.16 Murs en surélévation — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service 4-38
4.3.2.17 Produits d'étanchéité — Critères d'acceptabilité de l'aptitude au service 4-38
4.3.2.18 Corrosion — Critères d'acceptabilité de la résistance 4-38

Chapitre 5 — Stratégies d'entretien et de remise en état

5.1 **Analyses économiques** 5-1

5.1.1 Renseignements généraux 5-1
5.1.2 Options fondées sur l'encaisse 5-1
5.1.3 Calcul des coûts 5-2

5.1.3.1 Coûts liés à la temporisation des travaux 5-2
5.1.3.2 Investissement initial dans les travaux de réparation 5-3
5.1.3.3 Conservation de l'énergie 5-3
5.1.3.4 Entretien 5-3

5.1.4 Coûts et risques 5-3

5.1.5 Méthodes d'analyse économique 5-5

5.1.5.1 Valeur actualisée 5-5
5.1.5.2 Planification du fonds de réserve 5-6

5.2 **Répertoire des méthodes de remise en état** 5-7

5.2.1 Cornières d'appui 5-10

5.2.1.1 Remplacement 5-10
5.2.1.2 Prolongement de la cornière 5-11
5.2.1.3 Discontinuités 5-13
5.2.1.4 Corrosion 5-13
5.2.1.5 Connecteurs pour béton 5-13

5.2.2 Linteaux à cornières séparées 5-13

5.2.2.1 Remplacement 5-13
5.2.2.2 Prolongement de la cornière 5-13
5.2.2.3 Corrosion 5-14

5.2.3 Joints de mouvement verticaux dans le parement de maçonnerie 5-14
5.2.4 Joints de mouvement horizontaux dans le parement en maçonnerie 5-14
5.2.5 Brique et mortier 5-16

5.2.5.1 Fissures de flexion 5-16
5.2.5.2 Maçonnerie en porte-à-faux 5-17
5.2.5.3 Fissuration de la maçonnerie — Divers 5-17
5.2.5.4 Joints de mortier 5-17
5.2.5.5 Efflorescence 5-18
5.2.5.6 Dommages dus à l'action du gel et du dégel 5-19
5.2.5.7 Évents et chantepleures 5-19
5.2.5.8 Imperméabilisation 5-20
5.2.5.9 Produits d'étanchéité et enduits 5-20
5.2.5.10 Nettoyage 5-22

5.2.6 Agrafes à maçonnerie — Résistance, aptitude au service et caractéristiques de construction 5-24
5.2.7 Solins 5-32
5.2.8 Lame d'air 5-33
5.2.9 Isolant extérieur et revêtement extérieur 5-33
5.2.10 Pare-air 5-34
5.2.11 Isolation de l'espace entre poteaux 5-37
5.2.12 Revêtement intérieur 5-37
5.2.13 Poteaux en acier types 5-37

5.2.13.1 Rigidité ou résistance à la flexion insuffisante — Poteaux de renfort 5-37
5.2.13.2 Rigidité ou résistance à la flexion insuffisante — Poteaux de renfort télescopiques 5-39
5.2.13.3 Résistance insuffisante au flambage d'âme 5-44
5.2.13.4 Vis pour tôle manquantes — Détail de l'assemblage poteau-lisse 5-44

5.2.14 Contreventement 5-44
5.2.15 Lisse basse 5-47
5.2.16 Sablières 5-47
5.2.17 Poteaux jumelés aux montants 5-50
5.2.18 Linteaux et appuis de fenêtre 5-51
5.2.19 Murs en surélévation 5-51
5.2.20 Corrosion 5-51

Manuel de l'utilisateur — Programme d'analyse par éléments finis des murs à ossature en acier et à parement en maçonnerie — Imprimé séparément

Chapitre 1 — Introduction

1.1 Préface

1.1.1 Historique

Au cours des vingt dernières années, on a largement utilisé les murs à ossature en acier et à parement en maçonnerie (OA/PM) au Canada, car ils constituent des enveloppes de bâtiment économiques. En 1986, la Société canadienne d'hypothèques et de logement (SCHL) a constaté que l'on construisait ces murs OA/PM sans posséder les connaissances nécessaires en matière de tenue structurale et de construction. La Société a donc mis sur pied et financé un programme complet d'information et de recherche à long terme sur les murs OA/PM. Elle a commandé une étude d'envergure nationale (*Suter Keller Inc.*[1]) afin de faire le point sur les techniques les plus récentes de construction des murs OA/PM au Canada. Cette étude a fait ressortir certains aspects névralgiques et les besoins de recherche. La recherche entreprise à l'université McMaster comprenait un essai structural du mur de fond à ossature en acier (*Drysdale et Breton*[2]), l'essai des agrafes à maçonnerie (*Drysdale et Wilson*[3]), un essai faisant intervenir des différences de température et de pression d'air et de vapeur (*Drysdale et Kluge*[4]) et, enfin, un essai en vraie grandeur de systèmes de murs OA/PM soumis simultanément aux effets du vent et de la pluie (*Drysdale et Wilson*[5]). Ces travaux ont été complétés par l'évaluation sur le terrain de huit murs OA/PM construits quelques années auparavant (*Suter Keller Inc.*[6]) et une étude paramétrique réalisée à l'aide d'un programme d'analyse tridimensionnelle par éléments finis (*Drysdale et Chidiac*[8]) et visant à examiner l'effet de la propagation des fissures, des ouvertures, des angles et des murs de contreventement.

Ces projets de recherche ont été exposés dans la publication de la SCHL intitulée « Construction des murs extérieurs des bâtiments de grande hauteur : systèmes de mur à placage de brique sur une maçonnerie en béton ou fond à ossature d'acier » (*Drysdale et Suter*[9]). Ce document présente une revue complète des exigences structurales et de construction applicables à ces systèmes de murs. Il a essentiellement pour but de faciliter la conception et la construction de nouveaux bâtiments.

À cette époque, l'Institut canadien pour la tôle d'acier pour le bâtiment publiait également, à la demande de l'industrie, le document "*Lightweight Steel Framing Design Manual*" (*Trestain*[9]), qui renferme des indications détaillées sur le calcul structural des murs de fond à ossature en acier.

1.1.2 Exigences actuelles

Il nous faut aujourd'hui appliquer les connaissances que nous possédons sur la construction de nouveaux murs OA/PM à la remise en état des murs détériorés, travail qui se heurte souvent à des problèmes techniques extrêmement complexes. De nombreux murs OA/PM ont été et sont toujours mal construits. La fréquence des désordres observés et les résultats des études de la SCHL indiquent bien la gravité des défauts de conception et de construction de ces murs.

À l'heure actuelle, les concepteurs et les entrepreneurs qui travaillent à des projets de rénovation et de remise en état ont tendance à recommander des travaux qui trop souvent entraînent des coûts excessifs. Cette attitude est normale et justifiée à bien des égards puisque ces entreprises sont, du moins en partie, responsables du rendement futur de bâtiments qui n'étaient pas satisfaisants à l'origine. Le présent document vise à définir des techniques exemplaires de pointe qui serviront de référence dans l'évaluation des défaillances, l'élaboration des stratégies de rénovation et la mise au point de procédés de construction. Les experts-conseils et les entrepreneurs pourront ainsi en arriver à adopter des méthodes rentables qui donneront un rendement satisfaisant sans engager trop avant leur responsabilité. On pourra donc éviter certains coûts excessifs liés à des procédés trop prudents tout en garantissant le respect des exigences minimales.

1.2 Remerciements

La réalisation de la présente publication et du programme connexe d'analyse par éléments finis des murs OA/PM a été financée par la Société canadienne d'hypothèques et de logement (SCHL), Division de l'innovation dans l'habitation. Les indications et l'aide de Jacques Rousseau, coordonnateur de projet à la SCHL, ont été vivement appréciées.

L'auteur désire également remercier ses conseillers techniques pour leur collaboration. Robert G. Drysdale, de Drysdale Engineering and Associates, est le concepteur du programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM et l'auteur de la documentation connexe; il a par ailleurs donné de précieux conseils pendant toute la durée du projet. Son élève, Steve Bohm a fourni la documentation et l'organigramme à partir desquels la démarche systématique d'évaluation des murs OA/PM a été mise au point. Mike Van Dusen et David Laird, de Halsall and Associates, ont apporté leur vaste expérience pratique aux travaux d'évaluation et de réfection des murs abîmés. Mike Van Dusen a en outre rédigé toute la section du chapitre 5 consacrée aux analyses économiques.

L'auteur tient aussi à remercier d'autres personnes qui n'ont pas collaboré officiellement au projet, notamment Stuart Hall, de J. Stuart Hall & Associates, qui a fourni bon nombre des concepts d'essai sur place exposés au chapitre 4. L'auteur désire exprimer sa reconnaissance à Heinz Keller, de Keller Engineering and Associates, qui a accepté de partager avec les autres ingénieurs sa méthode de réfection à l'aide de poteaux télescopiques, décrite au chapitre 5. Eric Burnett, de l'université de Waterloo, et ses élèves, Chantal Wegner et John Straub, ont fourni nombre d'indications précieuses sur

le comportement des murs OA/PM et en particulier sur les travaux de pose d'agrafes en rattrapage dont il est question au chapitre 5.

Enfin, l'auteur souhaite exprimer sa gratitude aux réviseurs Alan Dalgliesh, spécialiste en génie du bâtiment, et Paul Maurenbrecher, de l'Institut de recherche en construction, pour leurs commentaires obligeants.

1.3 Objet et portée

Le présent manuel vise à faire connaître aux experts en bâtiment les techniques actuellement disponibles de remise en état des murs OA/PM détériorés, notamment :

a) des méthodes de collecte de données sur le terrain;
b) des critères d'acceptabilité qui leur permettront de déterminer si un mur est satisfaisant et, s'il y a lieu, d'adopter une marche à suivre appropriée pour en améliorer le rendement;
c) des stratégies d'entretien, de remise en état ou de reconstruction des murs abîmés.

On abordera ici les caractéristiques de construction et le comportement structural des ouvrages mais non les aspects liés à la demande d'énergie, à l'insonorisation, à la résistance au feu et aux dommages dus aux séismes.

L'information technique présentée dans ce manuel vise à aider les concepteurs professionnels et ne remplacent en aucune manière l'avis d'un ingénieur ou d'un architecte qualifié.

Il faut souligner que l'évaluation et la réfection des murs OA/PM détériorés nécessite une connaissance des principes élémentaires de construction et de tenue structurale de la maçonnerie et de l'acier formé à froid.

1.4 Méthodes d'évaluation sur place

Il existe deux démarches concurrentes d'évaluation des murs OA/PM abîmés. Ces deux méthodes, le modèle médical et le modèle de la vérification technique, sont décrites ci-après. Aucune de ces méthodes n'étant satisfaisante en soi, on recommande d'adopter une démarche mixte.

1.4.1 Modèle médical

Dans le modèle médical, l'ingénieur ou l'architecte chargé de l'évaluation se fonde sur les symptômes de désordre observés sur le terrain pour décider de la marche à suivre.
Généralement, l'expert est appelé sur les lieux pour examiner les problèmes décelés par le propriétaire ou les occupants d'un bâtiment. L'expert procède à des observations visuelles préliminaires puis interroge le propriétaire ou les occupants pour déterminer l'ampleur du problème. Il peut alors étudier les dessins de conception originaux afin d'établir les objectifs de conception et pratiquer un ou deux regards d'inspection pour vérifier les détails de l'ouvrage fini.

Le plus souvent, cette évaluation préliminaire permet de déceler un certain nombre de symptômes qui, pris dans leur ensemble, mettent en évidence un certain nombre de causes possibles et de problèmes connexes potentiels (y compris des problèmes de sécurité) et dictent un examen et des essais plus poussés.

Après une deuxième série d'examens et d'essais, on peut établir les causes des symptômes observés et recommander des travaux d'entretien, de remise en état ou de reconstruction.

Ce modèle médical peut avoir différentes structures. L'une de ces méthodes, tirée d'une démarche élaborée à l'aide d'un système expert, est résumée à la figure 1 - 1. Cette structure de base est développée au chapitre 2, sous la rubrique « Démarche systématique d'évaluation des murs OA/PM » *(voir le point 2.1)*.

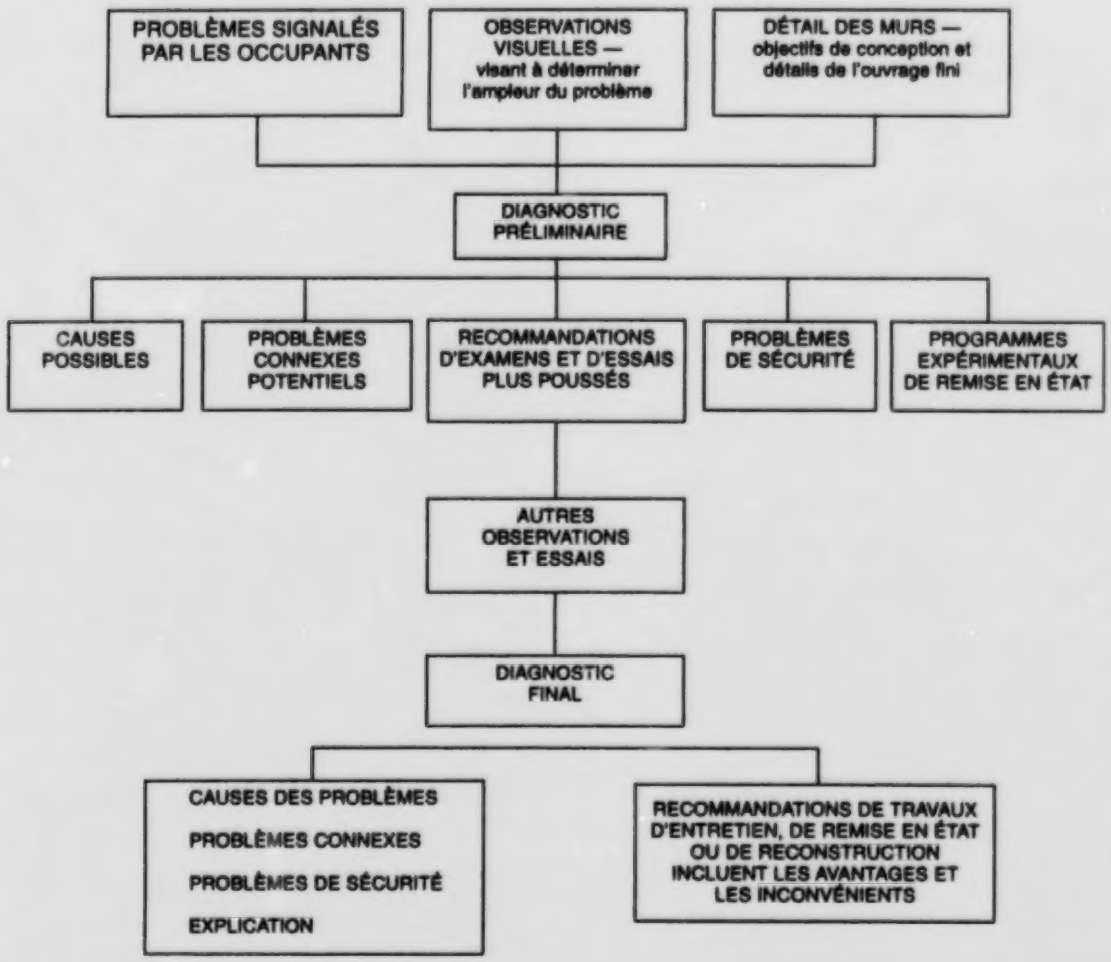


FIGURE 1 - 1 Organigramme du modèle médical

Avantages

- Cette méthode réduit au minimum les coûts d'évaluation et élimine les réparations inutiles. L'exécution de joints de rupture verticaux (conformément aux pratiques exemplaires de construction), même en l'absence de signe de désordre, est un exemple de réparation inutile.

Inconvénients

- Si le bâtiment présente des problèmes fondamentaux mais aucun symptôme, il n'y aura pas d'évaluation. Cet inconvénient peut être particulièrement grave lorsque certaines défaillances présentent un risque pour la sécurité publique, notamment celles qui touchent le mur de fond à ossature en acier ou les agrafes à maçonnerie. Le premier symptôme qui peut apparaître dans ce cas est l'effondrement du mur lors d'une grosse tempête de vent .
- En l'absence de symptômes, les défaillances susceptibles de causer des problèmes futurs ne sont pas décelées. Aucun effort ne sera donc déployé pour surveiller les premiers signes de désordre du mur.
- Une démarche fondée uniquement sur les symptômes peut être trop complexe pour qu'il soit possible de la mettre par écrit et d'en structurer le processus sans l'aide d'un logiciel quelconque de système expert (qui n'existe pas encore).

1.4.2 Modèle de la vérification technique

Dans le modèle de la vérification technique, l'ingénieur chargé de l'évaluation vérifie le rendement du mur OA/PM à l'aide d'une liste de contrôle du rendement qui tient compte à la fois des caractéristiques de construction et du comportement structural. L'évaluation structurale permet de vérifier la résistance du mur de fond à ossature en acier, des agrafes, des cornières d'appui, etc. Dans l'évaluation des caractéristiques de construction, on examine le fonctionnement des pare-air, des chantepleures et des évents, des solins, etc. Voir l'annexe C pour une liste de contrôle complète du rendement.

L'ingénieur chargé de l'inspection fait les vérifications nécessaires en regard de la liste de contrôle, localise les défaillances et décide des mesures correctives à prendre. Pour ce qui est des caractéristiques de construction, l'absence de symptômes peut être une indication suffisamment claire que le mur donne un rendement acceptable. Pour ce qui est du comportement structural toutefois, il faudra recueillir d'autres indices.

Voir aussi Torok[10] pour plus de détails sur la vérification technique.

Avantages

- On accorde une certaine attention aux défaillances même en l'absence de symptômes visibles, ce qui est particulièrement important lorsque des

faiblesses structurales risquent de compromettre la sécurité publique.
- Les défaillances pour lesquelles il n'est pas nécessaire de prendre des mesures correctives immédiates peuvent faire l'objet d'une surveillance de longue durée.
- Cette méthode offre une structure simple et logique d'évaluation sur place, qu'il est facile de mettre par écrit.

Inconvénients

- Cette méthode peut donner lieu à des évaluations sur le terrain coûteuses et à des réparations inutiles.
- Les propriétaires peuvent répugner à demander à un ingénieur d'évaluer un signe particulier de désordre si la pratique courante veut que l'on exige une vérification technique complète.*

1.4.3 Modèle mixte

La méthode optimale, quel que soit le projet considéré, consistera vraisemblablement en une combinaison du modèle de la vérification technique et du modèle médical. L'expert doit tenir compte d'un certain nombre de facteurs au moment de déterminer la combinaison qui donnera les meilleurs résultats. Ainsi, si le bâtiment est sous garantie, on pourra privilégier le modèle de la vérification technique. Si, en revanche, le propriétaire a établi un budget limité et donné un mandat restreint pour cette évaluation, il vaut mieux adopter le modèle médical, fondé sur les symptômes, sauf si la sécurité structurale est en jeu. Lorsque la sécurité structurale est douteuse, le modèle de la vérification technique est plus efficace puisqu'il permet de déceler les défaillances, même en l'absence de symptômes.

TABLEAU 1 - 1
Modèle médical ou modèle de la vérification technique ?

Garanties en vigueur?	Modèle approprié
OUI	Modèle de la vérification technique
NON	Modèle de la vérification technique pour les problèmes de sécurité structurale
	Modèle médical pour les caractéristiques de construction et l'aptitude au service des éléments structuraux

1.5 Tous les murs OA/PM sont-ils suspects simplement parce que ce sont des murs OA/PM?

Les vieux murs à ossature en acier et à parement en maçonnerie peuvent être suspects parce qu'à l'époque de leur construction, les connaissances en matière de comportement structural et de caractéristiques de construction étaient limitées. Dans une étude d'envergure nationale menée en 1986 sur les méthodes de conception et de construction des murs OA/PM, on a constaté que bon nombre de procédés dont on sait maintenant qu'ils sont inadéquats étaient largement employés. Ainsi, dans les deux tiers des projets étudiés, les murs ne comportaient pas d'isolant extérieur, 72 p. 100 des agrafes n'étaient pas fixées directement aux poteaux et des agrafes à maçonnerie nervurées étaient utilisées dans 22 p. 100 des projets.

Par ailleurs, si l'on en juge par l'expérience de l'auteur, bon nombre de murs OA/PM (tant anciens que nouveaux) sont suspects parce que la conception et la construction de ces systèmes structuraux sont caractérisées un manque de rigueur exceptionnel, lacune souvent aggravée par l'absence d'évaluations sur place par les responsables de l'application des codes et les concepteurs professionnels.

Selon l'auteur, il est souhaitable de traiter comme suspects les murs OA/PM en particulier si les plans et les devis d'origine sont incomplets ou s'il n'existe pas de dessins d'atelier de l'ossature en acier. Dans ces circonstances, il faut pratiquer des regards d'inspection pour évaluer l'intégrité structurale du mur.

Références

1 *Brick Veneer/Steel Stud Wall Design and Construction Practices in Canada, par Suter Keller Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mars 1986.*

2 *Strength and Stiffness Characteristics of Steel Stud Backup Walls Designed to Support Brick Veneer, par R.G. Drysdale and N. Breton, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1991.*

3 *A Report on Behaviour of Brick Veneer/Steel Stud Tie Systems, par R.G. Drysdale et J.J. Wilson, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mars 1989.*

4 *Performance of Brick Veneer Steel Stud Wall Systems Subject to Temperature, Air Pressure and Vapour Pressure Differentials, par R.G. Drysdale et A. Kluge, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mai 1990.*

5 *Tests of Full Scale Brick Veneer Steel Stud Walls to Determine Strength and Rain Penetration Characteristics, par R.G. Drysdale and M. Wilson, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, juillet 1990.*

6 *Field Investigation of Brick Veneer/Steel Stud Wall Systems, par Suter Keller Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, Ottawa, 30 novembre 1989.*

7 *Defining Better Wall Systems, par R.G. Drysdale and S. Chidiac, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mai 1989. (À publier)*

8 *Construction des murs extérieurs des bâtiments de grande hauteur: systèmes de mur à placage de brique sur une maçonnerie en béton ou fond à ossature, par R.G. Drysdale and G.T. Suter, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 1991.*

9 *Lightweight Steel Framing Design Manual, par T.W.J. Trestain, Canadian Sheet Steel Building Institute, juillet 1991.*

10 *The Technical Audit Report, par G. Torok, Proceedings, Sixth Conference on Building Science and Technology, Toronto, mars 1992.*

Chapitre 2 — Méthodes de collecte d'information sur le terrain

Le présent chapitre donne un aperçu de la démarche recommandée aux fins de l'examen systématique des murs OA/PM ainsi qu'un répertoire des méthodes d'évaluation.

2.1 Une démarche systématique pour l'examen des murs OA/PM détériorés

La démarche systématique ci-dessous est fondée sur l'organigramme présenté au chapitre 1 *(figure 1-1)*, un article de Nicastro[1] soulignant l'utilité de la méthode scientifique dans la structuration des études sur les fuites d'eau et un article de Kudder et Lies[2] sur le diagnostic des fuites dans les fenêtres et les murs rideaux.

On a généralisé cette méthode en fonction du modèle mixte proposé au chapitre 1 afin d'en étendre la portée à tous les types d'évaluations.

On suppose que les symptômes de désordre sont étudiés en vue de l'établissement du diagnostic exact d'un mur détérioré. Le diagnostic peut reposer sur les caractéristiques de construction, l'aptitude au service des éléments structuraux et la sécurité structurale. Comme il est indiqué au chapitre 1, la démarche symptomatique peut ne pas suffire à résoudre tous les problèmes de sécurité structurale, aussi est-il parfois nécessaire, en l'absence de symptômes, de procéder à d'autres analyses s'inscrivant dans le modèle de la vérification technique.

La démarche systématique peut être structurée comme suit :

- observations initiales;
- diagnostic préliminaire;
- autres observations et essais;
- diagnostic définitif.

À cette liste, il convient d'ajouter un élément visant la sécurité structurale :

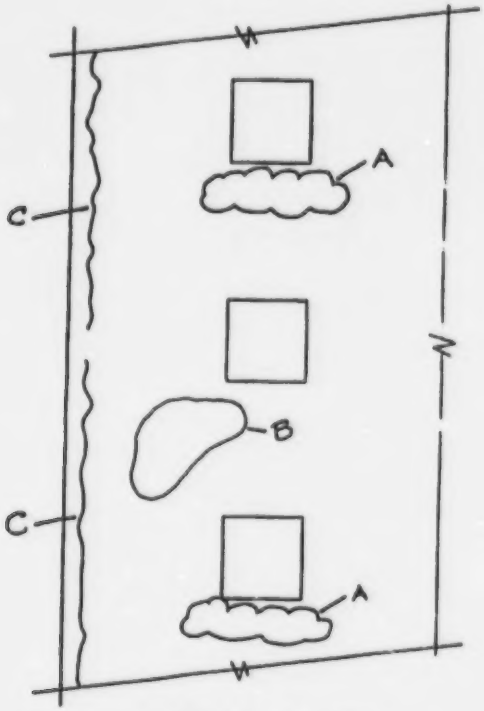
- évaluation de la sécurité structurale en l'absence de symptômes visibles.

2.1.1 Observations initiales

a) Localisation des zones de désordre par observation visuelle

Au cours de cette première étape de l'évaluation, on repère les symptômes de désordre en vue de leur rapprochement avec les détails de construction du bâtiment. (L'établissement de correspondances entre les zones de désordre observées et les détails de construction permet souvent d'établir un diagnostic exact.)

C'est sur des vues en élévation de l'extérieur du bâtiment que l'on peut le mieux représenter les dommages tant extérieurs qu'intérieurs. Un exemple de notes d'inspection est fourni à la figure 2 - 1.



A - Dégâts d'eau intérieurs
B - Efflorescence
C - Fissures d'angle

FIGURE 2 - 1
VUE EN ÉLÉVATION PARTIELLE (ANNOTÉE) MONTRANT L'ÉTAT D'UN MUR PRÈS D'UN ANGLE

On peut déterminer les dommages intérieurs en effectuant une inspection sommaire du bâtiment et en interrogeant les locataires, les propriétaires et le personnel d'entretien. Pour voir le détail des dommages extérieurs, il faut parfois utiliser un échafaudage ou un échafaudage volant. Dans d'autres cas, en revanche, un examen à la jumelle depuis le sol peut suffire. À cette étape de l'évaluation, bon nombre d'experts se servent de la thermographie infrarouge comme outil de « prospection » pour repérer les zones susceptibles de nécessiter un examen approfondi. (Pour de plus amples renseignements sur la thermographie, voir le point 2.4.4.)

b) Catégorisation des désordres

Les fuites à l'emplacement des linteaux de fenêtre peuvent constituer une catégorie, tout comme les fissures verticales aux angles. La catégorisation est

une mesure rentable puisqu'elle permet de réduire au minimum les travaux subséquents aux endroits où des examens et des essais plus poussés doivent être effectués. Plutôt que d'étudier chaque zone de désordre, il est préférable de n'examiner que des échantillons types de chaque catégorie de désordre.

c) Examen des objectifs de conception

Les problèmes observés peuvent provenir directement de vices de conception, de lacunes dans les plans et devis ou d'un écart entre les objectifs de conception et l'ouvrage achevé. L'examen des objectifs de conception permet essentiellement de bien comprendre la conception et de vérifier les éléments et les exigences fondamentaux du devis et des détails. De plus, la présence d'erreurs dans les dessins de conception ou l'absence de dessins d'atelier des poteaux en acier indiquent à l'expert qu'il peut être nécessaire d'évaluer la sécurité structurale du bâtiment même si aucun signe de ce type de désordre n'a été observé.

S'ils sont disponibles, les documents suivants peuvent être utiles :

- dessins d'architecture et de charpente et dessins des installations mécaniques;
- devis descriptif du projet;
- dessins d'atelier;
- rapports d'examen de construction, ordres de modification, courrier relatif au projet.

d) Examen des détails de l'ouvrage fini

Les détails de l'ouvrage fini peuvent différer sensiblement des détails indiqués dans les dessins de conception et le devis descriptif.

Lorsque des problèmes financiers surviennent en cours de construction, par exemple, il arrive qu'on remplace la maçonnerie en béton des murs de fond par des poteaux en acier, qui sont plus économiques. Cette substitution est souvent opérée une fois l'ossature primaire en place et après l'établissement des plans et devis du projet. Les détails de conception des poteaux en acier, des pare-air, des pare-vapeur, des solins, des agrafes de maçonnerie, des évents, etc., étant souvent éliminés au moment de la construction, on ne dispose pas toujours de documents d'appui.

Dans la plupart des cas, les regards d'inspection constituent le seul moyen de vérification des détails de l'ouvrage fini. Des recommandations relatives à l'exécution des regards d'inspection de l'intérieur ou de l'extérieur du bâtiment sont présentées au point 2.2.2. Les dessins d'après exécution et les photos prises en cours de construction peuvent également être utiles s'il est possible de les obtenir.

e) Examen des travaux antérieurs

Il faut examiner les rapports antérieurs des experts-conseils ainsi que toutes les mesures qui ont été prises sur le terrain pour atténuer le problème. Si des travaux de réparation ont déjà été entrepris, il importe de bien identifier les zones remises en état et celles qui ont été laissées en l'état afin de pouvoir établir des correspondances avec les désordres observés.

2.1.2 Diagnostic préliminaire

À cette étape, il s'agit de dresser une liste exhaustive des causes possibles (diagnostics), qui devront par la suite être vérifiées au moyen d'examens et d'essais. Ces causes doivent être classées par ordre décroissant de vraisemblance.

On établit ensuite des correspondances entre les zones de désordre observées et les détails de construction. Cette étape est essentielle à la formulation d'un diagnostic exact. Les zones de désordre se trouvent-elles toujours au même endroit par rapport à un élément donné du mur? Des fissures verticales dans le parement en maçonnerie aux angles du bâtiment peuvent par exemple découler d'une accumulation des contraintes verticales dues à une discontinuité de la cornière d'appui ou d'une accumulation de contraintes horizontales dues à l'absence de joints de rupture verticaux dans la brique. Les détails de construction devraient permettre de poser le bon diagnostic. Lorsque l'information disponible est insuffisante, il faut classer les diagnostics par ordre décroissant de vraisemblance et entreprendre les examens nécessaires à la phase suivante.

Une autre technique de diagnostic utile consiste à établir un arbre des causes possibles. Dans cette démarche, le diagnostic se fait essentiellement par élimination, c'est-à-dire par exclusion des branches ne s'appliquant pas au cas étudié. Un exemple d'arbre partiel des causes possibles d'un problème de fuite d'eau est présenté à la figure 2 - 2. Cette démarche est particulièrement indiquée dans les situations où un seul symptôme peut avoir de nombreuses causes, comme dans le cas des fuites d'eau.

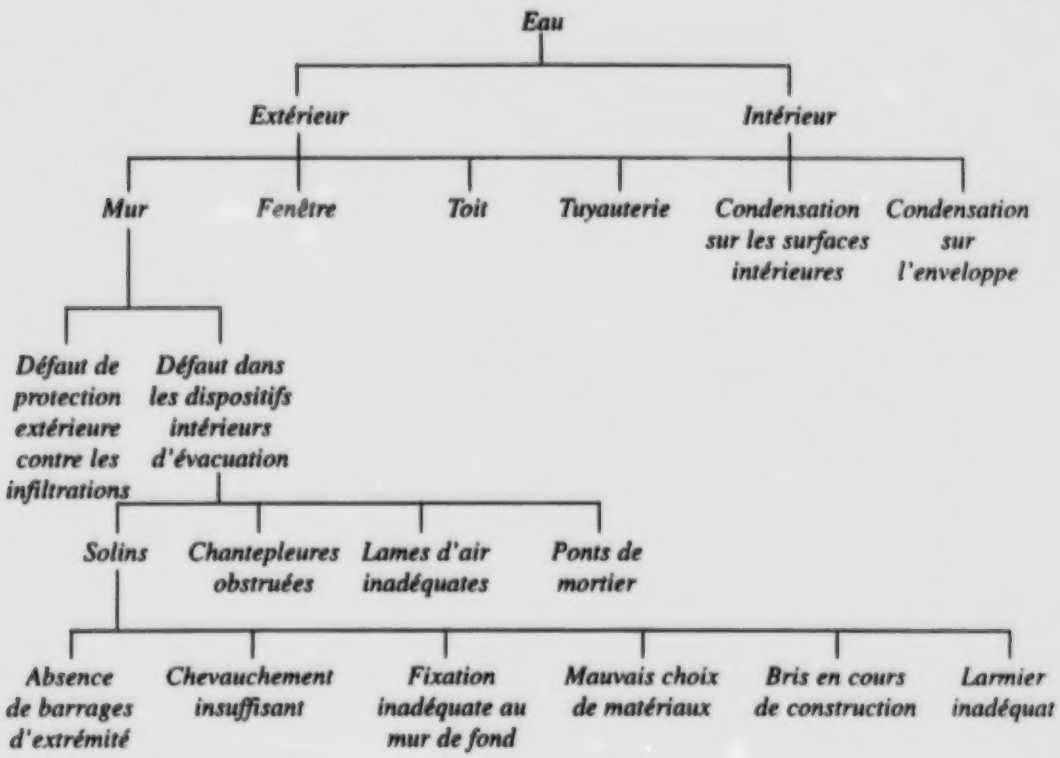


Figure 2 - 2

Un répertoire des symptômes et diagnostics est fourni au chapitre 3 pour faciliter le processus diagnostique.

L'étape du diagnostic préliminaire peut produire différents résultats :

a) L'exactitude du diagnostic préliminaire faisant peu de doute, il n'est pas nécessaire de procéder à d'autres examens ou essais. Le diagnostic préliminaire devient donc le diagnostic définitif.
b) Il faut mener d'autres examens ou essais pour confirmer l'exactitude des diagnostics provisoires. On exécutera les travaux subséquents en se fondant sur la liste des causes possibles établie par ordre décroissant de vraisemblance.
c) Les risques relatifs à la sécurité structurale sont suffisamment importants pour qu'il soit nécessaire de prendre des mesures immédiates en vue d'assurer la sécurité du public. Le risque le plus courant étant celui des chutes de briques, il peut être nécessaire de clôturer les aires avoisinantes afin d'y interdire l'accès au public.

2.1.3 Autres examens et essais

À cette étape de l'enquête, on entreprend de nouveaux examens et essais dans le but d'éliminer les diagnostics inexacts de la liste des causes possibles classées par ordre décroissant de vraisemblance.

Les observations effectuées jusqu'ici, tant de l'intérieur que de l'extérieur du bâtiment, ont surtout été visuelles. Ces observations préliminaires sont nécessairement variées, car elles doivent permettre d'établir la portée des observations plus systématiques qui devront être faites par la suite.

Cette nouvelle étape exige la mise en œuvre de techniques d'évaluation plus avancées (et plus coûteuses), lesquelles sont présentées dans le répertoire des méthodes d'évaluation, au point 2.2. L'index du tableau 2 - 1 renvoie le lecteur aux sections correspondantes.

La portée de l'évaluation doit tenir compte des impératifs financiers mais être assez large pour que les travaux permettent d'établir un diagnostic définitif exact. Les principes ci-après peuvent aider l'expert à atteindre cet objectif :

a) Échantillonnage statistique

Il suffit d'examiner des échantillons représentatifs de chaque catégorie de désordre. Ce principe peut paraître évident, mais on y déroge parfois dans le contexte d'une poursuite où l'on présume qu'une accumulation de données redondantes forme pour une raison quelconque un argument plus solide.

b) Zones étudiées *(d'après Trechsel[3])*

L'examen d'une seule zone de mur est rarement suffisant.

Lorsque des symptômes sont localisés, on a tendance à limiter l'étude à cette seule zone. Or, la source du problème peut être généralisée, et de nouveaux symptômes peuvent rapidement apparaître à d'autres endroits. Un examen approfondi est souvent justifié.

Un symptôme omniprésent peut indiquer un problème à l'échelle du bâtiment. L'examen d'un seul emplacement pourrait donc sembler suffisant, mais rien ne prouve que la même cause est à l'origine de tous les problèmes observés. Une étude plus vaste permettra d'éliminer cette incertitude.

Dans toute évaluation, il peut également être utile de vérifier les zones apparemment saines. Même en l'absence de symptômes, une étude plus poussée révélera probablement un certain nombre de défauts. On pourra utiliser cette information au moment de l'examen des zones de désordre pour distinguer les défauts préjudiciables des défauts bénins.

c) Fréquence et durée des évaluations

Des données peuvent être recueillies sur le terrain de manière ponctuelle, périodique ou continue.

Pour les besoins du présent rapport, le terme surveillance désigne la collecte d'information périodique ou continue. On peut exercer une surveillance pour déterminer la vitesse de détérioration des éléments des murs* ou formuler un diagnostic relativement à un mur détérioré.

En tant qu'outil diagnostique, la surveillance est particulièrement utile dans les cas de fuite d'eau. Lorsqu'il s'agit de définir les conditions dans lesquelles se produisent les fuites, Kudder et Lies[2] suggèrent d'orienter les travaux de surveillance de manière à répondre aux questions suivantes :

- S'agit-il de fuites ponctuelles ne survenant que dans des conditions exceptionnelles ou de fuites récurrentes?
- Les fuites se produisent-elles lorsqu'il pleut? Surviennent-elles dès le début des précipitations ou seulement après un certain temps? Cessent-elles en même temps que la pluie ou persistent-elles?
- Des fuites se produisent-elles à chaque pluie, seulement en période de précipitation intense ou seulement lorsque le vent souffle dans une certaine direction ou à une certaine vitesse?
- Des fuites sont-elles observées par temps froid?
- Les fuites se produisent-elles dans des conditions précises d'exploitation du bâtiment?

La surveillance vise à établir une corrélation temporelle entre les désordres observés et les événements auxquels ils peuvent être attribuables. (Cette opération est analogue à celle qui consiste à établir une corrélation spatiale entre les zones de désordre observées et les détails de construction.)

Pour plus de détails sur les techniques de surveillance, voir Lawton[4], Keller[5A] et Quirouette[5B].

d) Mesures correctives expérimentales *(d'après Kudder et Lies[2])*

Compte tenu de leur coût, les examens diagnostiques peuvent dans certains cas ne pas être justifiés. Une solution de rechange possible consiste à exécuter des travaux expérimentaux de remise en état qui, s'ils éliminent les symptômes, confirmeront la source du problème. Ces travaux ne sont indiqués que si leur efficacité est quasi certaine.

---

* *Les travaux de surveillance visant le calcul de la vitesse de détérioration constituent l'une des méthodes de traitement possibles des murs OA/PM détériorés. Un diagnostic est réputé avoir été établi, aucune action immédiate n'est jugée nécessaire, mais des doutes persistent quant à la durabilité du mur ou de l'élément de mur. Dans ce type de situation, la surveillance peut également servir à vérifier la viabilité d'une réparation — la vitesse de détérioration a-t-elle sensiblement diminué?*

2.1.4 Diagnostic définitif

Pour en arriver à un diagnostic définitif, il faut éliminer les diagnostics inexacts de la liste des causes possibles. Ce processus d'élimination se fondera sur les résultats des examens et essais entrepris à l'étape précédente de l'étude. Au terme de ce processus, on devrait pouvoir établir le diagnostic définitif avec un degré raisonnable de certitude et procéder aux travaux de remise en état.

Il faut toutefois souligner que, quelle que soit la portée de l'étude réalisée, l'exactitude d'un diagnostic n'est jamais *garantie*. Cette incertitude est une caractéristique inhérente de toute démarche scientifique consistant à recueillir des données expérimentales pour confirmer ou infirmer une hypothèse.

2.1.5 Évaluation de la sécurité structurale en l'absence de symptômes

Comme il est mentionné au chapitre 1, il peut être nécessaire d'évaluer la sécurité structurale de certains bâtiments même si aucun symptôme de désordre n'est visible. En général, ce type d'analyse porte surtout sur les murs de fond à poteaux en acier et les agrafes de maçonnerie, en particulier dans le cas de projets suspects pour lesquels les documents de conception et de construction sont incomplets.

Si, à l'étape des observations initiales, on a pratiqué des regards d'inspection pour vérifier les détails de l'ouvrage fini (point 2.1.1 (d), l'information disponible peut être suffisante pour évaluer l'intégrité structurale du mur de fond. Dans le cas contraire, il peut être nécessaire de pratiquer des regards d'inspection aux seules fins de l'évaluation structurale.

Répertoire des méthodes d'enquête

La présentation de cette section de même qu'une bonne partie de son contenu sont directement tirés du document *Review of Non-Destructive Test Methods for Assessing Strength, Serviceability and Deterioration in Buildings*, de A.H.P. Maurenbrecher et G. Pernica[6]. Certains éléments d'information ont été ajoutés, notamment des recommandations relatives aux regards d'inspection; des renseignements sur divers autres outils, l'utilisation des instruments d'arpentage, les techniques de mesure de l'acier et des enduits de zinc, les essais de traction et la chimie des produits en acier; une section entièrement nouvelle sur la mesure des fuites d'air; une section sur la mesure des fuites d'eau revue en profondeur et augmentée ainsi qu'une nouvelle section sur la mesure de la transmission de la vapeur d'eau.

Les méthodes d'enquête présentées ci-dessous sont dans l'ensemble des méthodes non destructives — c'est-à-dire, au sens large, des méthodes qui permettent d'évaluer un mur sans le modifier ni l'endommager de façon importante. Le méthodes décrites ne causent donc aucun dommage qui ne puisse être réparé facilement *(Maurenbrecher et Pernica[6])*. L'accent est mis sur les essais sur place. Dans les cas où des essais en laboratoire s'imposent, des suggestions sont fournies sur la façon de prélever les éprouvettes sans diminuer sensiblement l'intégrité structurale du système de mur.

Le tableau 2 - 1 renferme un aperçu de ces méthodes et des renvois aux sections correspondantes.

TABLEAU 2 - 1
Index — se reporter aux sections indiquées

Élément de mur *(en ordre alphabétique)*	Propriétés géométriques et composition	Résistance, propriétés physiques et intégrité	Humidité, mouvement d'air et rendement thermique
Agrafes	*Voir 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3, 2.2.4.12, 2.2.5, 2.2.7*	*Voir 2.3.8, 2.3.12*	*Voir 2.4.2, 2.4.4, 2.4.6*
Contreventement	*Voir 2.2.2, 2.2.4.2, 2.2.4.12, 2.2.5, 2.2.7*		*Voir 2.4.6*
Cornière d'appui	*Voir 2.2.3*	*Voir 2.3.8, 2.3.12*	*Voir 2.4.4*
Isolant en matelas	*Voir 2.2.2, 2.2.4.5*		*Voir 2.4.2, 2.4.3, 2.4.4, 2.4.6, 2.4.7, 2.4.8*
Isolant extérieur	*Voir 2.2.2, 2.2.5*		*Voir 2.4.2, 2.4.4, 2.4.6, 2.4.8*
Joints de rupture			*Voir 2.4.7*
Joints de dilatation			*Voir 2.4.7*
Lames d'air	*Voir 2.2.2, 2.2.5*		*Voir 2.4.3, 2.4.7*
Linteaux			*Voir 2.4.4, 2.4.7*
Linteaux et appuis de fenêtre	*Voir 2.2.2, 2.2.5*	*Voir 2.3.12*	*Voir 2.4.2, 2.4.4, 2.4.6*
Lisse basse	*Voir 2.2.2, 2.2.4.2, 2.2.4.7, 2.2.4.12, 2.2.4.16, 2.2.5, 2.2.7*	*Voir 2.3.8, 2.3.12*	*Voir 2.4.2, 2.4.6, 2.4.7*
Mortier		*Voir 2.3.2, 2.3.3, 2.3.4, 2.3.5, 2.3.9, 2.3.11*	*Voir 2.4.7*
Pare-vapeur	*Voir 2.2.2*		*Voir 2.4.1, 2.4.8*
Parement en maçonnerie	*Voir 2.2.2, 2.2.4.1, 2.2.4.10, 2.2.4.11, 2.2.4.14, 2.2.4.18, 2.2.4.21, 2.2.5, 2.2.6*	*Voir 2.3.1, 2.3.2, 2.3.3, 2.3.4, 2.3.6, 2.3.9, 2.3.10, 2.3.11*	*Voir 2.2.4.1, 2.4.2, 2.4.4, 2.4.5, 2.4.6, 2.4.7*
Plaques de plâtre extérieures	*Voir Revêtement extérieur*	*Voir Revêtement extérieur*	*Voir Revêtement extérieur*
Plaques de plâtre intérieures	*Voir 2.2.4.17*		*Voir 2.4.2, 2.4.5, 2.4.6, 2.4.7, 2.4.8*

Élément de mur *(en ordre alphabétique)*	Propriétés géométriques et composition	Résistance, propriétés physiques et intégrité	Humidité, mouvement d'air et rendement thermique
Poteaux jumelés aux montants	*Voir 2.2.2, 2.2.4.2, 2.2.4.7, 2.2.4.12, 2.2.4.16, 2.2.5, 2.2.7*	*Voir 2.3.12*	*Voir 2.4.2, 2.4.4, 2.4.6*
Poteaux types	*Voir 2.2.2, 2.2.3, 2.2.4.2, 2.2.4.7, 2.2.4.12, 2.2.4.16, 2.2.4.19, 2.2.5, 2.2.7*	*Voir 2.3.12*	*Voir 2.4.2, 2.4.4, 2.4.6*
Revêtement extérieur	*Voir 2.2.2, 2.2.4.4, 2.2.5*		*Voir 2.4.2, 2.4.5, 2.4.6, 2.4.7, 2.4.8*
Revêtement intérieur	*Voir Plaques de plâtre intérieures*	*Voir Plaques de plâtre intérieures*	*Voir Plaques de plâtre intérieures*
Sablières	*Voir 2.2.2, 2.2.4.2, 2.2.4.7, 2.2.4.12, 2.2.4.16, 2.2.5, 2.2.7*	*Voir 2.3.8, 2.3.12*	*Voir 2.4.2, 2.4.6*
Solins	*Voir 2.2.2, 2.2.5*		*Voir 2.4.4, 2.4.7*
Pare-air	*Voir 2.2.2*	*Voir 4.3.2.7*	*Voir 2.4.1, 2.4.2, 2.4.4, 2.4.8*

2.2 Propriétés géométriques et composition

2.2.1 Thermographie infrarouge

Certains types de grosses agrafes peuvent être localisées de l'extérieur par thermographie. Des écarts de température entre l'intérieur et l'extérieur pouvant atteindre 50° C sont recommandés (*Maurenbrecher et Pernica*[5]). Se reporter au point 2.4.4 du présent chapitre pour plus de détails sur la thermographie infrarouge.

2.2.2 Regards d'inspection

Les regards pratiqués dans le revêtement intérieur en plaques de plâtre permettent :

- de vérifier la taille des poteaux en acier du mur de fond, l'épaisseur d'acier utilisée, leur espacement et leur fixation et de déceler toute trace de corrosion;
- d'examiner les contreventements et leurs détails d'assemblage;
- de déterminer la taille et l'espacement des fixations raccordant la lisse basse à la dalle de plancher (les fixations reliant la sablière à la sous-face de la

dalle sus-jacente peuvent être dissimulées, selon le détail d'assemblage utilisé);
- de vérifier les conditions d'humidité à l'intérieur du mur;
- de vérifier l'état de l'isolant en matelas;
- de vérifier l'état du revêtement extérieur en plaques de plâtre (l'isolant en matelas est ordinairement facile à enlever);
- de déterminer l'emplacement des agrafes à maçonnerie, en se fondant sur la présence de vis pour tôle traversant l'aile extérieure du poteau (dans la mesure où les agrafes ont été fixées à l'aide de vis pour tôle différentes de celles qui ont servi à la fixation du revêtement extérieur ou de l'isolant);
- de prélever des échantillons d'acier à des fins d'analyse.

Pour que le revêtement intérieur en plaques de plâtre soit facile à réparer, il faut le découper. Les coupes verticales doivent être exécutées le long de l'axe longitudinal de l'aile des poteaux de manière à obtenir une surface d'appui et d'assemblage pour la partie restante du revêtement et la pièce de remplacement. Le regard idéal fait ordinairement 2 espacements de poteaux de largeur et s'étend du plancher au plafond. Les petits regards ne sont pas recommandés, car ils coûtent presque aussi cher à exécuter que les plus grands, occasionnent le même dérangement pour les occupants et compliquent généralement l'examen de l'intérieur du mur. Il est à noter que le mur entier doit ordinairement être repeint après la réparation d'un regard d'inspection.

On peut pratiquer des ***regards dans la plaques de plâtre extérieure ou l'isolant*** depuis l'intérieur du bâtiment après avoir retiré la plaque de plâtre intérieure et l'isolant en matelas. L'enlèvement du revêtement extérieur permet d'accéder à la cavité murale pour repérer les ponts de mortier et vérifier la taille, l'espacement et l'état des agrafes à maçonnerie, la qualité des joints de mortier, les dimensions de la lame d'air, la quantité d'isolant extérieur, l'état de la face intérieure du parement en maçonnerie ainsi que la quantité d'humidité présente dans la cavité. L'état des solins et des cornières d'appui est ordinairement difficile à vérifier. Pour examiner la partie des agrafes à maçonnerie qui est noyée dans le mortier, il faut enlever au ciseau le mortier qui entoure l'agrafe jusqu'à la profondeur voulue.

Les regards pratiqués dans la plaque de plâtre extérieure depuis l'intérieur du bâtiment sont ordinairement difficiles à réparer, aussi est-il préférable de réduire au minimum la taille des ouvertures. On peut obtenir de bons résultats en utilisant une pièce de plaques de plâtre double épaisseur dont la couche extérieure est de superficie égale à celle du regard et dont la couche intérieure est plus grande que le regard. Cette pièce doit être collée et calfeutrée.

C'est de l'extérieur qu'on pratique les ***regards dans le parement en maçonnerie***. Les coupes horizontales sont ordinairement exécutées à la scie le long d'un joint de mortier, et les coupes verticales, au marteau et au ciseau. On peut parfois extraire le mortier au ciseau et enlever les briques une à une, ce qui permet de les réutiliser et d'éviter ainsi les problèmes d'harmonisation des couleurs. Il est généralement difficile de ne pas endommager les briques

existantes, en particulier lorsqu'elles sont liaisonnées par du mortier dur. Ces regards sont ordinairement pratiqués au niveau de la cornière d'appui, ce qui permet d'examiner la cornière et son assemblage à la structure, d'évaluer l'état des solins et de vérifier si les chantepleures sont obstruées par des bavures de mortier. Les regards de grande largeur sont à proscrire, car ils peuvent avoir une incidence sur l'intégrité structurale du mur.

2.2.3 **Détecteurs de métaux** *(d'après Maurenbrecher et Pernica[6])*

La plupart des détecteurs de métaux fonctionnent selon le principe de l'induction électromagnétique, qui permet la détection des métaux magnétiques comme l'acier doux, ou selon celui des courants de Foucault, qui peuvent également être employés pour déceler les métaux conducteurs amagnétiques. Les détecteurs les plus efficaces et les plus stables sont munis de bobines dans lesquelles circulent des impulsions de courant qui produisent des champs magnétiques temporaires autour des bobines (méthode d'inspection par courants de Foucault). Lorsque le courant est soudainement coupé, des courants de Foucault se forment dans les objets en métal conducteur situés à l'intérieur du champ. Ces courants tentent ensuite de préserver le champ magnétique induit, effet qui est décelé par l'instrument. L'humidité n'a aucune incidence sur cette méthode.

Les détecteurs de métaux utilisent également des concepts fondés sur les oscillateurs de battement (le type de détecteur le plus simple et le moins cher), la balance d'induction (méthode employée dans les détecteurs d'armatures) et l'angle de phase VLF (ondes myriamétriques). Ces appareils n'offrent pas la stabilité des systèmes à courants de Foucault. Ceux-ci sont donc utilisés dans les applications qui nécessitent une détection précise.

Les agrafes murales peuvent ordinairement être localisées à 50 mm près. Pour déceler les agrafes, il faut utiliser des bobines conçues pour chercher à proximité de la surface. La plupart des appareils décèlent les métaux ferromagnétiques et non ferreux, mais certains ne décèlent pas très bien l'acier inoxydable austénitique sans bobines exploratrices ou composants électroniques spéciaux.

Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

2.2.4 **Outils divers**

2.2.4.1 Des ***jumelles***, pour effectuer un examen préliminaire de l'extérieur du bâtiment ou une inspection des zones auxquelles on ne peut accéder au moyen d'un échafaudage volant, d'une échelle ou d'un échafaudage.

2.2.4.2 Des ***compas d'intérieur et d'épaisseur***, pour mesurer les rebords et la profondeur des ailes de poteau. Les compas à affichage numérique sont les plus pratiques.

2.2.4.3 Un ***appareil-photo muni d'un flash***, pour prendre des clichés instantanés. Une fonction de marquage de la date et un flash indirect peuvent être utiles. Chaque photo devrait inclure une règle graduée permettant d'évaluer l'échelle ainsi qu'une description écrite du sujet.

2.2.4.4 Un ***cintre***, pour perforer la plaques de plâtre intérieure afin de mesurer l'épaisseur du mur et repérer la plaque de plâtre extérieure.

2.2.4.5 Une ***aiguille à crochet***, pour extraire un petit échantillon de l'isolant en matelas par un petit trou pratiqué dans la cloison intérieure.

2.2.4.6 Une ***boussole***, pour déterminer l'orientation du bâtiment.

2.2.4.7 Une ***perceuse électrique assortie d'outils de coupe circulaire d'environ 38 mm de diamètre***, pour prélever des éprouvettes circulaires dans les poteaux en acier. Ces éprouvettes permettront de vérifier le zingage électrolytique et l'épaisseur de l'acier proprement dit. Le prélèvement d'une éprouvette de ce diamètre n'aura pas d'incidence majeure sur le rendement structural des poteaux d'au moins 92 mm d'épaisseur dans la mesure où il est exécuté à la mi-profondeur, au-dessus de la mi-portée du poteau.

2.2.4.8 Une ***torche électrique***, que ce soit une grosse lanterne ou une petite lampe munie d'une rallonge à fibre optique.

2.2.4.9 Un ***pistolet thermique (à décapage)***, pour assécher les surfaces humides afin de faciliter l'observation des fuites permanentes.

2.2.4.10 Un ***niveau de menuisier***, pour évaluer les surfaces horizontales (p. ex., pour déterminer le sens d'écoulement de l'eau sur un balcon extérieur) ou vérifier l'aplomb (p. ex., pour déceler les cambrures pouvant indiquer un désordre dans la maçonnerie).

2.2.4.11 Une ***loupe***, pour scruter le mur et repérer les menus détails des photos.

2.2.4.12 Un ***micromètre***, pour mesurer l'épaisseur des produits d'ossature en acier.

2.2.4.13 Des ***miroirs***, que ce soit des miroirs pour rasage ou des miroirs pour examen buccal.

2.2.4.14 Un ***fil à plomb***, pour vérifier l'aplomb sur de grandes distances, par exemple sur un ou plusieurs étages.

2.2.4.15 Un ***canif***.

2.2.4.16 Des ***calibres à rayon***, pour mesurer le rayon de courbure intérieure des poteaux. (Le rayon de courbure intérieure est un paramètre important aux endroits où le flambage d'âme est dominant.)

2.2.4.17 Des ***feuilles de plastique autocollantes***, pour protéger les moquettes de la poussière lorsqu'on découpe une plaque de plâtre à des fins d'inspection.

2.2.4.18 De la ***corde***, pour mesurer les défauts d'alignement.

2.2.4.19 Des ***détecteurs de poteaux***, pour repérer les poteaux en acier (et en bois). Pour localiser les bords de chaque poteau, on fait glisser le détecteur horizontalement sur la plaques de plâtre intérieure. Les poteaux en acier qui se trouvent derrière des plaques de plâtre recouvertes d'aluminium sont plus difficiles à localiser. Ces détecteurs sont vendus dans la plupart des quincailleries à très bon marché (30,00 $).

2.2.4.20 Un ***magnétophone***, pour enregistrer ses observations.

2.2.4.21 Un ***télescope assorti d'un trépied et d'une lunette de pointage***, pour examiner les zones desquelles on ne peut obtenir une vue suffisamment détaillée à l'aide de jumelles.

2.2.4.22 Un ***aspirateur de liquides et de poussières***, pour recueillir la poussière produite par le découpage d'une plaque de plâtre à des fins d'inspection. Les aspirateurs domestiques ordinaires ne conviennent pas, car la poussière de plâtre obstrue rapidement leur sac collecteur et peut endommager les roulements de leur moteur.

2.2.5 Sondes optiques (endoscopes et fibroscopes)

Ces sondes sont composées d'un tube rigide ou souple contenant des lentilles, des miroirs ou des fibres de verre optiques qui permettent à un observateur d'examiner à travers une petite ouverture l'intérieur de cavités inaccessibles. La lumière nécessaire est ordinairement transmise par des fibres optiques. L'extrémité de certaines sondes est articulée ou conçue pour recevoir des lentilles amovibles, par exemple des lentilles de vision latérale. Un appareil-photo ou une caméra vidéo peuvent être fixés à l'oculaire de la sonde. La cavité murale peut être examinée de l'extérieur grâce à un tube de 8 à 10 mm de diamètre passé par un trou percé dans un joint de mortier.

Les sondes optiques ne fournissent souvent qu'une information limitée. Ainsi, bien qu'elles permettent d'observer la corrosion des agrafes dans la cavité murale (dans la mesure où celles-ci ne sont pas dissimulées par des bavures de mortier), elles ne permettent pas d'observer la corrosion de la partie des agrafes qui est noyée dans la maçonnerie.

Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

2.2.6 Instruments d'arpentage

L'aplomb d'un mur peut être évalué à l'aide de ***théodolites*** installés au niveau du sol. Un ruban ou une tige déployés horizontalement à partir du mur peuvent être déplacés au moyen d'un échafaudage volant, ou un chariot léger peut être fabriqué et dirigé au moyen de cordages à partir du niveau du toit.

Des ***rubans-mesure***, que ce soit de simples rubans ou des instruments ultrasonores à main à affichage numérique.

2.2.7 Dispositifs de mesure de l'épaisseur de l'acier sans revêtement et de l'enduit

Les ***calibres d'épaisseur d'enduit*** sont des calibres magnétiques conçus pour mesurer l'épaisseur de la couche de zinc déposée sur l'acier. Leur exactitude est de l'ordre de ±15 p. 100. Ils peuvent être utilisés aux fins d'acceptation des produits galvanisés mais non de rejet. Voir les normes ASTM A446[7] et ASTM E376[8].

Des ***bains acides*** peuvent être utilisés pour dépouiller le revêtement de zinc des pièces d'acier. On peut mesurer directement (au moyen d'un micromètre) l'épaisseur d'une pièce d'acier sans revêtement après l'avoir fait tremper dans un bain acide. De plus, si l'on mesure l'épaisseur de la pièce avant et après son trempage, on peut estimer l'épaisseur de la couche de zinc. Il faut submerger la pièce à mesurer dans une solution d'acide chlorhydrique d'une teneur de 5 à 10 % et la retirer lorsque cesse le dégagement de bulles visibles. On doit éviter de laisser tremper la pièce dans le bain acide plus longtemps qu'il ne le faut pour enlever le zinc, car l'acide attaquera l'acier, quoiqu'à une vitesse beaucoup plus faible.

Les ***essais à la touche simple et triple*** sont les techniques (semblables à celle des bains acides) qu'on utilise en laboratoire pour déterminer l'épaisseur de la couche de zinc sur les pièces d'acier. Voir les normes ASTM A5259 et ASTM A90[10]. L'essai à la touche simple est la méthode qui convient le mieux aux études sur le terrain. Pour des éprouvettes de moins de 50 mm de largeur, une aire d'environ 3 000 mm^2 est nécessaire. Le prélèvement d'éprouvettes de cette taille peut réduire le rendement structural du poteau.

2.3 Résistance, propriétés physiques et intégrité

2.3.1 Essais acoustiques par chocs

En frappant à petits coups sur le parement en maçonnerie à l'aide d'un maillet en bois ou en caoutchouc, on peut déceler les fractures internes (délaminations de la brique), car la brique endommagée et la brique intacte ne rendent pas le même son. Cette méthode est très approximative, et l'opération doit être confiée à un technicien chevronné.

2.3.2 **Essai d'adhérence à la clé pour la maçonnerie** (*d'après Maurenbrecher et Pernica[6]*)

Cette méthode précise et simple permet de déterminer la résistance à la flexion et à la traction de la liaison entre l'élément de maçonnerie et le mortier (dans un joint horizontal). Une clé à long manche est fixée à un élément de maçonnerie dont tous les côtés sont libres sauf la face inférieure, laquelle adhère à un joint de mortier dans un mur ou un muret en maçonnerie. Une charge croissante appliquée à l'extrémité libre du levier exerce un moment de flexion sur l'assemblage jusqu'à la rupture du joint.

Les essais en laboratoire sont menés en conformité avec les exigences de la norme ASTM C 1072[11], mais peuvent être adaptés aux études sur le terrain selon les consignes de la norme UBC 24-30[12]. Ces essais permettent de mesurer la résistance à la flexion des liaisons perpendiculairement au joint horizontal, donnée qui peut ensuite être utilisée dans des études analytiques de suivi fondées sur la résistance à la flexion du parement en maçonnerie. Ils nécessitent l'exécution d'un regard temporaire dans le mur qui doit être réparé par la suite. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

2.3.3 **Carottage**

À l'aide d'une perceuse mécanique, on taille dans un parement en maçonnerie des carottes dont on peut ensuite établir la teneur en sel et la composition. La teneur en humidité de la maçonnerie ne peut toutefois pas être déterminée par carottage. En effet, dans une opération de carottage humide, on ajoute de l'eau, tandis que dans une opération de carottage à sec, l'eau s'évapore sous l'effet de la chaleur.

2.3.4 **Calibres de fissure**

Divers instruments de mesure peuvent être utilisés aux fins des **évaluations ponctuelles de la largeur des fissures**. On peut se servir de calibres à mesurer l'écartement des électrodes de voiture pour mesurer des largeurs d'à peine 0,07 mm.

La **surveillance de l'élargissement des fissures** peut se faire de façon continue ou intermittente. Les fissures peuvent présenter des élargissements quotidiens ou saisonniers ou évoluer sur une plus longue période. On peut installer en travers des fissures des calibres témoins en plastique peu coûteux et faire des lectures périodiques. On peut aussi utiliser des compas d'épaisseur Demec ou Whittemore ou des pieds à coulisse pour mesurer l'élargissement des fissures entre les lectures. On peut exercer une surveillance continue à l'aide d'un calibre qui enregistre la progression des fissures sous forme de stries sur un bouton en laiton remplaçable. Il s'agit alors de lire les rayures à l'aide d'un microscope gradué. On peut en outre utiliser des calibres électroniques

comme les transformateurs différentiels à variation linéaire pour opérer un enregistrement continu. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

2.3.5 Prélèvement d'échantillons de mortier

On peut extraire des échantillons de mortier à l'aide d'outils à main et en doser le chlorure en laboratoire.

2.3.6 Méthodes de l'écho de choc et de l'écho d'impulsions ultrasonores *(d'après Maurenbrecher et Pernica[6])*

Dans la méthode de l'écho de choc, un choc mécanique produit à la surface du parement produit une onde de contrainte qui se propage à l'intérieur de l'élément et qui est réfléchie à l'emplacement des discontinuités physiques comme les fissures, les vides et les limites de l'élément. Les ondes réfléchies sont mesurées au point d'impact ou en différents points. Dans la méthode de l'écho d'impulsions ultrasonores, un transducteur électromagnétique transmet une impulsion haute fréquence à l'élément étudié. Les variations de vitesse et d'amplitude de l'onde transmise peuvent être mesurées. Les deux méthodes permettent de déceler les délaminations de la brique dues au gel, mais elles doivent être considérées expérimentales. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

2.3.7 Essais de chargement

Les essais de chargement que l'on effectue sur des murs entiers pour en prédire le comportement réel peuvent remplacer les analyses. Ces essais sont traités au chapitre 4.

2.3.8 Essais d'arrachement

On peut déterminer la résistance des ancrages noyés dans la maçonnerie ou le béton en exécutant un essai d'arrachement en conformité avec les exigences de la norme ASTM E 488[13].

2.3.9 Examens radar *(d'après Maurenbrecher et Pernica[6])*

Les ondes électromagnétiques traversent le parement et sont réfléchies ou réfractées aux endroits où la matière présente des variations de composition, de densité ou de teneur en eau. On peut se servir d'examens radar pour repérer les agrafes (y compris les agrafes en plastique), les zones de forte teneur en chlorure, les vides et les délaminations. L'appareil radar fonctionnant de la même façon qu'un détecteur de métal, l'examen peut être mené par une seule

personne mais il exige une expérience considérable. Le matériel est par ailleurs très coûteux. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

2.3.10 Essais par atténuation des contraintes

On fixe d'abord à la maçonnerie des jauges de contraintes à résistance électrique et l'on en fait la lecture. On découpe ensuite du mur la partie du parement en maçonnerie à laquelle les jauges de contraintes ont été fixées et l'on fait de nouveau la lecture de ces jauges — l'écart entre les deux valeurs obtenues correspond à la contrainte qui s'exerce dans la maçonnerie. Après avoir exécuté une série de ces mesures, on peut reporter les contraintes décelées sur une vue en élévation du mur. On peut utiliser cette technique pour déterminer si l'ajout de joints de dilatation atténuera les contraintes accumulées (*Thomassen et Searles*[14]).

2.3.11 Essais de dureté superficielle *(d'après Maurenbrecher et Pernica[6])*

On évalue la dureté superficielle en mesurant le rebond d'un marteau sur la surface du matériau à l'essai. La distance de rebondissement donne une idée de la résistance à la compression du matériau. Le marteau-pendule a été adopté aux fins de l'évaluation de la qualité du mortier formant la partie extérieure des joints de mortier. On peut également exécuter des essais au marteau pour évaluer la qualité de la brique jusqu'à une épaisseur de 50 mm. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

2.3.12 Essai de traction et analyse chimique des produits en acier

Les **essais de traction** menés sur les éléments en acier sont exécutés selon les exigences de la norme ASTM A 370[15]. Il est préférable d'envoyer au laboratoire une longueur de brut de laminage plutôt que de tenter de prélever une éprouvette de traction sur le terrain. Si le prélèvement d'éprouvettes est inévitable, il faut de suivre les recommandations suivantes :

- Prélever les éprouvettes dans la partie plane de l'élément. Les propriétés mécaniques sont faussées à proximité des rayons de courbure.
- L'axe longitudinal de l'éprouvette doit coïncider avec celui de l'élément.
- Opérer le découpage de manière à chauffer et à écrouir le moins possible l'éprouvette.
- La taille minimale d'une éprouvette standard est de 20 x 200 mm, et la taille minimale d'une éprouvette sous-dimensionnée est de 10 x 100 mm. On peut extraire des éprouvettes sous-dimensionnées dans des poteaux de 92 mm et plus de profondeur sans en diminuer sensiblement le rendement structural dans la mesure où ces éprouvettes sont prélevées au centre de l'âme du poteau, au-dessus de la mi-portée.

On doit procéder à des **analyses chimiques** (en plus des essais de traction) lorsqu'il faut déterminer si un élément en acier est conforme aux exigences d'une norme structurale précise (par exemple, la norme ASTM A 446). Les essais prescrits dans la norme ASTM E 663[16] comptent parmi les méthodes disponibles d'analyse en laboratoire.

2.4 Humidité, mouvement de l'air et rendement thermique

2.4.1 Mesure des fuites d'air

Généralités

Les fuites d'air à travers l'enveloppe du bâtiment ont des répercussions sur les besoins en énergie de chauffage et de climatisation ainsi que sur la qualité de l'air intérieur et la condensation à l'intérieur de l'enveloppe.

La condensation dissimulée dans les murs a une incidence considérable sur le rendement et la durabilité des murs OA/PM (les besoins en énergie et la qualité de l'air intérieur ne sont pas abordés dans le présent rapport). Des accumulations d'humidité peuvent se produire au cours des mois d'hiver sous l'effet d'une exfiltration excessive d'air ou pendant les mois d'été par suite d'une infiltration excessive d'air dans les espaces intérieurs climatisés.

2.4.1.1 Méthode de détection des fuites d'air dans les enveloppes de bâtiment (ASTM E 1186[17])

2.4.1.2 Pressurisation et dépressurisation mécanique

Cette méthode de mesure des infiltrations et exfiltrations d'air consiste à établir une différence de pression définie entre l'intérieur et l'extérieur du bâtiment. Des méthodes de mesure des débits de fuite dans un bâtiment entier, à un étage précis ou à travers les murs extérieurs d'un appartement sont décrites dans Shaw et McGee[18].

On installe dans une fenêtre ou une porte un dispositif de soufflage, ou ventilateur, pour établir une pression positive ou négative dans l'espace intérieur du bâtiment. On mesure ensuite le volume d'air déplacé à l'emplacement du ventilateur. Les résultats varient en fonction de la pression appliquée. On peut en outre mettre le bâtiment sous pression à l'aide des installations CVCA en tirant de l'extérieur la totalité de l'air soufflé (dans la mesure où une différence de pression suffisante peut être établie). Voir aussi la norme ASTM E 779[19], qui renferme des méthodes d'essai fondées sur les techniques de pressurisation.

Il est à noter que les techniques de pressurisation visent une vérification globale des éléments et ne permettent pas d'isoler une fuite précise. Elles conviennent donc mieux à l'évaluation de l'incidence globale des fuites sur les besoins en énergie du bâtiment.

2.4.1.3 Thermographie infrarouge

On peut se servir de la thermographie infrarouge pour localiser les fuites d'air dans les murs OA/PM. Il faut toutefois souligner que les fuites d'air de la paroi intérieure des murs seront masquées dans une certaine mesure par la présence de la lame d'air.

Le maintien d'une pression négative dans le bâtiment au moyen des installations CVCA empêche la détection des défauts d'étanchéité à l'air. En revanche, la mise sous pression intentionnelle du bâtiment à l'aide des installations CVCA peut révéler d'éventuels défauts d'étanchéité à l'air.

Pour plus de détails, voir le point 2.4.4.

2.4.1.4 Méthodes de laboratoire

Les essais de laboratoire visant à déceler les fuites d'air dans les composants sont ordinairement réalisés selon les exigences de la norme ASTM E 283[20], tandis que les essais visant à évaluer l'intégrité structurale des systèmes d'étanchéité à l'air sont menés selon les exigences de la norme ASTM E 330[21].

2.4.1.5 Poires à fumée et fumigènes

Les poires à fumée sont des dispositifs manuels qui, lorsqu'on les déclenche ou qu'on les presse, libèrent une petite quantité d'une substance chimique blanche semblable à de la fumée. Ce nuage permet à l'utilisateur d'observer la direction et la vitesse approximative des courants d'air localisés. On trouve divers types de poires à fumée, dont des modèles jetables, des modèles à tube réutilisable (assortis de recharges quelque peu salissantes mais bon marché) et des modèles de type pistolet assortis de recharges. Ces dispositifs sont très utiles pour repérer les parcours de fuite d'air dans l'enveloppe du bâtiment et font partie des outils de base utilisés dans l'étude des fuites d'air. Ils fonctionnent mal à basse température et tendent à s'obstruer dans les milieux très humides.

À l'aide d'un fumigène, on peut remplir de fumée une pièce mise sous pression et observer les parcours de fuite de l'extérieur.

2.4.1.6 Gaz de dépistage *(d'après Trechsel[3])*

La **méthode d'examen par dilution de gaz de dépistage** permet de déceler les infiltrations d'air et les mouvements d'air dans les espaces intérieurs d'un bâtiment, y compris les vides de mur. On injecte dans l'espace étudié un gaz de dépistage dont on mesure ensuite la désintégration en fonction du temps. Cette méthode est décrite dans la norme ASTM E 741[22]. D'autres techniques au gaz de dépistage font intervenir des débits d'injection constants ou des concentrations constantes. L'utilisation simultanée de plusieurs gaz de dépistage permet de déterminer l'écoulement d'air entre plusieurs espaces ou vides du bâtiment. Seule la technique d'examen par dilution fait actuellement l'objet d'une méthode d'essai normalisée.

Les essais au gaz de dépistage peuvent être menés dans les conditions réelles de pression d'air, mais ils doivent être réalisés par un technicien compétent à l'aide de matériel électronique approprié. Si l'essai est effectué dans les conditions de pression ambiantes, il est recommandé de prendre les mesures à différents moments de l'année et dans différentes conditions météorologiques.

Pour plus de détails, voir Harrje et coll.[23].

2.4.1.7 Détecteurs de fuite à ultrasons

Ces instruments décèlent la présence de fissures pouvant constituer un parcours de fuite d'air ou d'eau. Ils émettent un signal ultrasonore qui traversent les fissures et captent et interprètent le signal de retour.

Les détecteurs de fuite à ultrasons donnent un rendement optimal lorsqu'il n'existe aucune différence de pression de part et d'autre du composant fissuré (dans le cas contraire, il suffit d'utiliser une poire à fumée). Ils ne permettent ni de déterminer la taille des fissures et ni de déceler les fissures présentant un parcours irrégulier.

2.4.1.8 Différences de pression dues aux conditions météorologiques

On peut évaluer les débits d'infiltration et d'exfiltration d'air à travers le mur extérieur d'un appartement en mesurant les différences de pression de part et d'autre du mur dans diverses conditions météorologiques. Il s'agit ensuite de combiner ces différences de pression avec le degré mesuré d'étanchéité à l'air du mur extérieur exprimé en fonction des coefficients C et n établis selon la méthode de la pressurisation mécanique (se reporter au point 3.1.3 du présent chapitre). On peut alors déterminer le débit d'infiltration ou d'exfiltration à l'aide de l'équation d'écoulement standard, $q = C (\Delta P)^n$. Pour plus de détails, voir Shaw et Magee[18].

Il est à noter que les techniques de pressurisation visent une vérification globale des éléments et ne permettent pas d'isoler une fuite précise. Elles conviennent donc mieux à l'évaluation de l'incidence globale des fuites sur les besoins en énergie du bâtiment.

2.4.2 Détecteurs de condensation

On utilise les détecteurs de condensation pour mesurer les durées de mouillage ou les points de rosée. Un premier type d'instrument fonctionne selon le principe de la cellule électrochimique et produit une faible tension lorsque le détecteur est mouillé. Un autre type, plus sensible, décèle la condensation qui se forme sur un miroir *(Maurenbrecher et Pernica[6])*.

Pour plus de détails, voir la norme ASTM G84[24] et Serada et coll.[25].

2.4.3 Dispositifs de mesure du degré d'humidité

À un instant donné, le degré d'humidité peut varier considérablement dans une lame d'air. Il est donc souhaitable d'effectuer un certain nombre de mesures à divers emplacements.

Les ***capteurs à cristaux*** sont les dispositifs les plus simples. Les variations du degré d'humidité sont indiquées par les variations de la couleur des cristaux. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

Le fonctionnement des ***hygromètres de maison*** est fondé sur la variation dimensionnelle d'un corps organique comme un cheveu. Ce type d'instrument présente une exactitude de ±3 % et un temps de réponse relativement long.

L'***hygromètre électronique*** est un dispositif portatif d'une exactitude de 2 à 5 %. La plupart des modèles mesurent à la fois le degré d'humidité et la température. Certains sont munis de sondes de faible diamètre (12 à 19 mm) qu'on peut insérer dans un orifice pour recueillir des données à l'intérieur d'une cavité murale. Certains sont en outre dotés de dispositifs qui permettent d'enregistrer les données recueillies sur de longues périodes. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

Le ***psychromètre fronde*** est composé de deux thermomètres identiques montés en parallèle et présente à une extrémité une poignée pivotante qui permet de faire tourner les deux thermomètres à quelque 60 à 120 tr/min. On obtient la température du thermomètre mouillé en lisant le thermomètre dont le réservoir est recouvert d'une mèche propre mouillée et la température du thermomètre sec en lisant le thermomètre dont le réservoir est à nu. Il s'agit ensuite de déduire l'humidité relative à partir de ces deux valeurs à l'aide d'un tableau psychrométrique normalisé. L'exactitude à la température ambiante est de ±3 p. 100 et varie en fonction de la vitesse de rotation. Seule de l'eau

distillée doit servir au mouillage de la mèche. Pour plus de détails, voir Hutcheon et Handegord[26] et Maurenbrecher et Pernica[6].

2.4.4 Thermographie infrarouge *(d'après Maurenbrecher et Pernica[6] et les notes techniques de l'OBEC[27])*

Éléments et principes de base

La thermographie infrarouge est une technique qui permet de transformer le rayonnement infrarouge ou thermique en une image visible. Le relevé thermographique d'un mur se fait ordinairement du côté extérieur.

Un capteur transforme le rayonnement infrarouge émis par une surface en une impulsion de tension. Ces impulsions peuvent être converties en températures et affichées sous forme d'images monochromes ou en couleurs. Chaque couleur ou ton de gris correspond à une valeur se situant dans une plage de températures préétablie. Certains appareils permettent en outre l'établissement d'isothermes. La température minimale de détection est de -30° C (selon le type de caméra). Les meilleurs appareils peuvent présenter une résolution de 0,1° C et mesurer la température à une exactitude de ±1° C. Les résultats obtenus peuvent être analysés au moyen d'un logiciel conçu à cette fin.

Applications et avantages

- Elle fournit des données sur des zones étendues et non seulement des mesures ponctuelles.
- Elle peut être utilisée pour déceler l'humidité dans la brique (les zones humides sont plus froides que les autres).
- Elle permet de repérer les zones dans lesquelles l'isolant est absent ou déplacé (défauts qui produisent des « courts circuits » convectifs).
- Elle permet de repérer les zones dans lesquelles l'isolant est mouillé.
- Elle décèle les fuites d'air, les pertes de chaleur et les ponts thermiques.
- Elle permet parfois de déceler un début d'effritement de la brique, dont la surface est alors parcourue de petites fissures qui ont pour effet d'isoler cette surface de la masse intérieure plus chaude.
- Elle permet parfois de repérer les agrafes.
- Elle pourrait être utilisée pour localiser les poteaux et les différences de température à la surface de la plaque de plâtre intérieure en vue d'une évaluation du potentiel de poudrage du mur.
- Elle constitue un outil précieux de « prospection » lorsqu'il faut localiser les zones qui nécessitent un examen plus poussé.

Limites

- Pour obtenir des résultats exacts, il faut mener les essais dans des conditions environnementales appropriées; il faut notamment que la façade ne soit exposée à aucun rayonnement solaire pendant au moins 2 ou 3

heures après le coucher du soleil pour que le rayonnement absorbé par la brique au cours de la journée puisse se dissiper. Les nuits nuageuses où le rayonnement solaire est réfléchi sur la terre, cette dissipation peut prendre jusqu'à 12 heures.

- La différence de température entre les deux côtés du mur doit être d'au moins 10° C, la différence optimale étant de 20° C. Une température extérieure de 0° C est donc idéale.
- La surface du mur ne doit pas être visiblement mouillée.
- Les variations de température peuvent être masquées par des vents trop forts ou des températures extérieures trop basses.
- L'émissivité (la capacité d'un matériau à émettre un rayonnement) varie en fonction de la longueur d'onde, du type de matériau et du fini de surface. Des différences d'émissivité entre matériaux adjacents peuvent faire paraître « froid » un matériau « chaud » et vice versa.
- La réflexion de la lumière sur la surface analysée peut déformer les images obtenues. Les mesures doivent donc être effectuées la nuit. Il faut prendre bien soin d'éliminer les réflexions dues à des sources de lumière artificielle.
- Le fonctionnement des installations CVCA peut avoir un effet marqué sur les caractéristiques de rendement de l'enveloppe du bâtiment au moment de l'analyse. Par exemple, le retour nocturne à la température de consigne peut réduire la différence de température entre l'intérieur et l'extérieur et masquer l'existence de ponts thermiques. La dépressurisation du bâtiment par les installations CVCA empêchera en outre la détection des fuites d'air. En revanche, la pressurisation intentionnelle du bâtiment au moyen des installations CVCA peut faciliter la détection de ces fuites.
- Dans les murs OA/PM, le comportement thermique du mur de fond à ossature en acier sera sensiblement masqué par l'effet isolant de la lame d'air qui sépare les deux parois. Ainsi, certains spécialistes du bâtiment affirment avoir réussi à repérer des fuites d'air dans le système intérieur d'étanchéité à l'air, d'autres non. Il est très rare que la thermographie extérieure permette de repérer des poteaux.
- Il n'existe aucune norme généralement reconnue de formation des techniciens en thermographie.
- L'expérience montre que l'utilité de la thermographie dans une évaluation donnée est difficile à prédire et qu'il est préférable d'effectuer un essai préalable.
- Il y a un risque d'usage abusif. Un équipement impropre, des techniciens peu qualifiés, des conditions météorologiques inadéquates, une méconnaissance du bâtiment et un manque de connaissances en construction peuvent fausser les données.

Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6], ANSI/ASHRAE 101[28], Burn et Shuyler[29], Chown et Burn[30], CAN/ONGC-149.2-1986[31] et ASTM C 1060[32].

2.4.5 Humidimètres et techniques de mesure de l'humidité

Les ***humidimètres capacitifs*** émettent un signal haute fréquence de l'ordre de 12 MHz pour mesurer la résistance diélectrique du matériau avec lequel ils sont en contact. S'il est possible de distinguer l'eau des matériaux qui composent le bâtiment, c'est que l'eau présente une constante diélectrique beaucoup plus élevée. La principale utilité de ces instruments est de fournir des mesures relatives d'humidité, mais ils peuvent également produire des valeurs absolues si on les étalonne à l'aide d'un même matériau. Contrairement aux humidimètres résistifs, les humidimètres capacitifs ne sont pas sensibles à la présence de sels dissous. Leur pénétration maximale est de 30 à 50 mm. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

Les ***humidimètres résistifs*** mesurent la résistance électrique entre deux électrodes ordinairement en forme d'épingle. La résistance est inversement proportionnelle au degré d'humidité. On utilise le plus souvent ce type d'instrument pour mesurer la teneur en humidité du bois aux endroits où l'on peut enfoncer les épingles dans le bois pour déterminer la teneur en humidité sous la surface. La teneur en humidité d'autres matériaux mous comme les revêtements en plaques de plâtre peut également être mesurée de cette façon. Pour la maçonnerie, trois méthodes sont possibles : a) on peut effectuer les mesures sous une feuille de plastique étendue sur la surface, où les degrés d'humidité s'approcheront de ceux qui caractérisent l'intérieur des éléments étudiés; b) on peut insérer les électrodes dans des trous forés et c) on peut insérer dans un trou foré une petite sonde (communément appelée « sonde allumette ») qui renferme les deux électrodes. Dans cette dernière méthode, l'humidimètre mesure la teneur en humidité de la sonde elle-même, que l'on peut faire correspondre à la teneur en humidité de la maçonnerie. Toutes les méthodes nécessitent un étalonnage. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

Le ***pesage*** et le ***séchage au four*** constituent la méthode de mesure la plus fiable de la teneur en humidité. Cette méthode exige toutefois le prélèvement d'échantillons de mur et des analyses hors site, ce qui entraîne forcément des délais.

2.4.6 Dispositifs de mesure de la température

Lorsqu'il faut mesurer la température de l'air, le ***thermomètre numérique*** est l'instrument le plus pratique, car il présente un temps de réponse plus court que les thermomètres classiques. Il est à noter que pour mesurer correctement la température de l'air, tous les thermomètres doivent être bien protégés des surfaces dont la température diffère de celle de l'air. Pour plus de détails, voir Hutcheon et Handegord[26].

Le fonctionnement des ***thermocouples*** est fondé sur le principe selon lequel deux métaux différents en contact l'un avec l'autre génèrent une tension

proportionnelle à la température. Ces dispositifs de mesure sont normalement employés en laboratoire, mais peuvent être utiles sur le terrain dans des applications nécessitant une surveillance à long terme et des capacités d'échantillonnage automatique et d'enregistrement des mesures. Pour plus de détails sur l'étalonnage et l'installation de ces instruments, consulter la documentation du fabricant.

Les ***thermomètres à contact*** doivent être en contact direct avec la surface dont on désire mesurer la température. Ces dispositifs de mesure de la température permettent de déterminer rapidement la température de surface à des emplacements précis.

À l'aide d'un ***« pistolet-thermomètre » infrarouge sans contact*** à signal conique, on peut déterminer la température sur une aire proportionnelle à la distance par rapport au mur à partir de laquelle la mesure est effectuée.

On peut utiliser la ***thermographie infrarouge*** pour obtenir des profils thermiques de grandes surfaces de mur. Pour plus de détails, voir le point 2.4.4.

2.4.7 Mesure des fuites d'eau

2.4.7.1 Généralités

Les méthodes fondamentales de vérification de l'étanchéité à l'eau ont été élaborées par l'ASTM et l'AAMA. Pour pouvoir appliquer ces méthodes à la vérification sur place des murs OA/PM, il faut ordinairement apporter certaines modifications aux techniques d'essai ou aux critères d'acceptabilité. La majeure partie du contenu de la présente section est tirée du document de Zwayer et Johnson[33].

Pour un aperçu des méthodes suggérées d'évaluation des fuites d'eau, voir le point 2.4.7.8.

2.4.7.2 Dispositifs et techniques perméamétriques

On peut évaluer la perméabilité en mesurant la vitesse d'absorption de l'eau par unité de surface à pression constante ou le temps d'absorption d'une quantité donnée d'eau (*Maurenbrecher et Pernica*[6]).

Le ***tube RILEM*** est un dispositif simple qui permet d'employer la seconde de ces démarches. À l'aide de mastic, on fixe au mur un cylindre gradué ouvert au deux bouts et dont l'extrémité inférieure forme un coude de 90. Une fois le cylindre rempli, la vitesse à laquelle baisse le niveau d'eau indique la perméabilité relative du mur. Bien qu'il soit très localisé, cet essai peut être utile pour évaluer l'efficacité relative des traitements d'hydrofugation ou vérifier la perméabilité d'un

élément de maçonnerie ou d'un joint de mortier donné. Pour plus de détails, voir Maurenbrecher et Pernica[6].

La norme ***ASTM E 514***[14] renferme une méthode d'essai en laboratoire que l'on peut adapter aux études sur le terrain en suivant les recommandations de la norme ASTM STP 778[15]. Cette méthode consiste à sceller sur la face extérieure de la maçonnerie, à des emplacements types du mur, des caissons d'essai faisant ordinairement 600 x 900 ou 900 x 1 200 et à y pulvériser de l'eau à raison d'environ 140L/m² par heure (ce qui équivaut à une intensité pluviale de 140 mm par heure — *Zwayer et Johnson*[13]). On peut également soumettre l'intérieur des caissons à une pression statique type, par exemple 0,0, 0,25 ou 0,50 kN/m². La quantité d'eau éliminée du système de circulation en circuit fermé correspond à la quantité d'eau qui est absorbée ou qui pénètre dans la maçonnerie.

Dans Zwayer et Johnson[13], on recommande de choisir sur les façades du bâtiment 3 à 5 zones de mur exposées à des conditions types. On indique également que cet essai vise d'abord à établir le débit de fuite de l'eau à travers le mur aux fins d'un essai ultérieur d'évacuation (voir le point 2.4.7.3, Essai d'évacuation de l'eau). Pour observer les parcours d'infiltration, il peut être nécessaire d'enlever les revêtements intérieur et extérieur.

Selon Zwayer et Johnson[13], ce type d'essai présente toutefois certains inconvénients, notamment le temps nécessaire à l'obtention d'un état d'équilibre (2 à 4 heures) et la faible superficie de la zone exposée au mouillage.

Selon Brook[16], il serait plus logique de déterminer la pression extérieure en fonction de la pression du vent de la pluie chassée, valeur fondée sur des données climatiques d'Environnement Canada.

De nombreux experts affirment avoir obtenu de bons résultats avec cette méthode, tandis que d'autres doutent de son utilité. Dans Brown[17], on souligne que la méthode d'essai adaptée aux analyses sur le terrain présente plusieurs faiblesses inhérentes.

- Comme il est impossible de limiter l'échantillon à la seule superficie du caisson, les surfaces adjacentes peuvent avoir une incidence sur le résultat de l'essai.
- Aucune indication n'est fournie sur le conditionnement préalable du mur — un mur sec absorbera plus d'eau qu'un mur humide.
- La quantité et la pression d'eau ne sont pas définies.
- En mesurant l'eau qui s'échappe du système en circuit fermé, on n'apprend rien sur le cheminement de l'eau qui a pénétré dans la maçonnerie.
- Le système d'évaluation fondé sur les cotes « prévisible », « importante » et « excessive », qui correspondent à des quantités

limites d'eau éliminées du système en circuit fermé, est arbitraire et sans rapport avec la susceptibilité du mur aux dommages causés par l'eau.

2.4.7.3 Essai d'évacuation de l'eau

Cette méthode est décrite dans Krogstad[38]. À l'aide d'un système de tubes, on introduit de l'eau directement du côté intérieur de la brique extérieure de façon à ce qu'elle s'écoule en filet le long de la face intérieure de la maçonnerie et s'accumule sur les solins ou d'autres obstacles. On fait ensuite des observations de l'intérieur afin de déceler les fuites et des observations de l'extérieur pour vérifier le rendement des chantepleures. L'essai est particulièrement utile pour évaluer l'efficacité de lame d'air, des solins et des chantepleures.

L'un des ***avantages*** de cette méthode est qu'elle permet de vérifier de grandes surfaces de mur simplement et rapidement.

Les ***inconvénients*** de cette méthode sont liés aux impératifs de précision de l'essai. Les résultats peuvent varier sensiblement selon que les tubes sont enfoncés plus ou moins profondément dans la cavité murale. Les solins peuvent en outre être inefficaces si le débit d'eau est trop élevé. Dans Zwayer et Johnson[33], on recommande de fonder ce débit sur les résultats de l'essai de perméabilité à l'eau de la norme ASTM E 514. Voir le point 2.4.7.2.

2.4.7.4 Colorants

Les colorants peuvent servir au dépistage des fuites. On applique de l'eau colorée à proximité de la fuite soupçonnée et l'on vérifie s'il y a infiltration. Les colorants fluorescents sont les plus efficaces. Certains experts utilisent une bouteille pressable en plastique remplie d'eau colorée pour les petits essais localisés de dépistage de fuite.

2.4.7.5 Essai de pénétration d'eau

Dans la norme ***ASTM E 1105***[39], on définit une méthode d'évaluation de la pénétration d'eau dans les murs rideaux. On met en place une grille de diffuseurs permettant d'exposer la surface extérieure du mur à un jet uniforme d'eau pulvérisée d'un débit d'environ 200 L/m² par heure (ce qui équivaut à une intensité pluviale de 200 mm par heure — *Zwayer et Johnson*[33]). La période d'arrosage prescrite est de 15 minutes, ce qui ne suffit généralement dans le cas des murs OA/PM. Le mouillage des divers éléments du mur (par exemple, la maçonnerie et l'isolant en matelas) et l'infiltration subséquente de l'eau dans les parcours de fuite prendraient en effet plus de temps. On effectue ordinairement les essais en l'absence de toute pression extérieure (contrairement à ce que laisse supposer le titre de cette méthode).

Comme il est indiqué dans Zwayer et Johnson[33], un débit d'arrosage de 200 L/m² par heure dépasse de beaucoup l'intensité pluviale enregistrée dans la plupart des régions. Ce débit convient toutefois, car l'eau est appliquée en l'absence de différence de pression et l'essai doit permettre la détection des parcours de fuite dans un délai raisonnable. Il est également à noter que l'écoulement cumulé le long de la façade d'un bâtiment de grande hauteur peut donner lieu à un débit de mouillage semblable. Brook[35] soutient que lorsqu'on pose un certain nombre d'hypothèses limitatives relativement à l'écoulement latéral et ascendant de l'eau et à l'effet des saillies, l'écoulement cumulatif dépasse les 200 L/m² pour les bâtiments de plus de 36 m de hauteur.

On peut considérer le mur comme une entité ou comme un ensemble d'éléments distincts. On peut masquer certains éléments, c'est-à-dire les protéger du jet d'eau pulvérisée au moyen d'une feuille de plastique de 6 mils d'épaisseur collée à la surface. Dans ces conditions, les fuites observées pendant l'essai ne peuvent pas être attribuées à une infiltration dans les éléments masqués *(Kudder et Lies[2])*.

L'un des **avantages** de cette méthode est qu'elle permet d'évaluer facilement les différentes sections d'un mur. La grille de gicleurs est facile à déplacer au moyen d'un échafaudage volant ou de cordes fixées au toit.

L'un des **inconvénients** de cette méthode est qu'il est difficile de trouver une source d'alimentation capable de fournir une pression et un volume d'eau suffisants.

Il est à noter qu'on peut effectuer des essais préliminaires en inondant divers éléments. Pour ce faire, on peut utiliser un simple tuyau d'arrosage. On peut également, selon une modification de la norme AAMA 501.2[40], se servir d'un tuyau d'incendie pour projeter sur une structure de grands volumes d'eau à une pression considérable. Nicastro[1] recommande d'utiliser cette méthode pour évaluer une grande surface ou lorsqu'on ne prévoit pas déceler de fuites (si le jet d'un tuyau d'incendie ne révèle aucune fuite, c'est qu'il n'y a pas de fuites). Avec un tuyau d'incendie, cependant, il est difficile d'isoler une fuite précise, car plusieurs éléments sont arrosés. Lorsqu'on soupçonne un petit élément, comme un appui de fenêtre, de ne pas être étanche, on peut utiliser un bourrelet auto-adhésif afin de délimiter des zones protégées et soumettre l'élément à des conditions rigoureuses pour en vérifier l'étanchéité.

2.4.7.6 **Essais au diffuseur** *(d'après Zwayer et Johnson[33])*

La norme **AAMA 501.2-83** présente une méthode d'essai sur le terrain permettant d'évaluer la résistance à la pénétration de l'eau des joints d'un système de mur rideau. En commençant au bas de la zone d'étude, on éprouve les joints un à un à l'aide d'un diffuseur à main doté d'un robinet de réglage et d'un manomètre. On règle le débit d'eau de manière à maintenir à la sortie du diffuseur une pression de 0,21 à 0,24 MPa. Chaque essai porte sur un segment de joint de 1 500 mm et dure 5 minutes, après quoi on examine la paroi intérieure du mur à la recherche de fuites. Ce type d'essai est un bon moyen de vérifier l'étanchéité à l'eau des produits d'étanchéité à l'emplacement des joints de rupture et de dilatation, y compris les joints souples situés sous les cornières d'appui, et de vérifier les interfaces avec d'autres matériaux de construction, par exemple ceux des fenêtres, des évents à lames et des portes.

Ces essais présentent notamment l'***avantage*** d'être faciles et rapides à préparer et à exécuter.

Ils ont toutefois l'***inconvénient*** de ne pas permettre la détection de certaines fuites lorsque d'autres éléments de mur absorbent l'eau.

2.4.7.7 **Essais de dépistage des fuites par détection de vapeur organique**

Lorsque la source d'une fuite se trouve à une certaine distance de la fuite observée, la détection de la vapeur dégagée par un mélange d'eau et d'un solvant organique permet de suivre le mouvement de l'eau.

Lorsqu'une source probable de fuite est repérée, on peut appliquer à l'emplacement de la fuite soupçonnée de l'eau présentant une teneur en alcool d'au plus 10 %. Si des vapeurs organiques sont décelées à l'emplacement éloigné, on peut conclure que la source de la fuite a été localisée. Ce type d'essai ne doit pas être effectué à proximité de sources possibles d'inflammation.

Des détecteurs de vapeurs organiques à main sont offerts à prix modique. Pour plus de détails, voir May et Vassiliades[41].

2.4.7.8 **Analyse**

Dans Zwayer et Johnson[33], on recommande de commencer l'examen d'un mur par des essais au jet d'eau pulvérisé (norme ASTM E 1105[39]), en laissant tous les revêtements en place et en masquant peut-être certaines parties du mur à l'aide de feuilles en plastique. Une fois les parcours de fuite établis et mis en correspondance avec les zones de fuite décelées antérieurement, il peut être utile d'enlever la

plaque de plâtre intérieure, l'isolant en matelas et enfin la plaque de plâtre extérieure pour localiser l'origine de la fuite. On effectuera ensuite des essais au diffuseur pour vérifier les joints étanchéisés. L'exécution subséquente d'une combinaison d'essais de perméabilité et d'évacuation de l'eau permettra de bien comprendre les problèmes d'étanchéité des divers éléments de la maçonnerie du mur (y compris les solins).

D'autres experts insistent sur l'importance d'aborder les problèmes de fuite selon une méthode diagnostique systématique.

Dans le document *Diagnosing Window and Curtain Wall Leaks*, Kudder et Lies[2] soutiennent qu'avant d'entreprendre les essais, il faut comprendre trois choses :

- l'étendue du problème;
- les objectifs de conception;
- les conditions après construction.

Bien que le document de Kudder et Lies[2] traite des fuites des fenêtres et des murs rideaux, bon nombre des méthodes qui y sont recommandées sont directement applicables aux murs OA/PM.

Dans *A Scientific Approach to Water Infiltration Studies*, Nicastro[1] propose une application rigoureuse de la méthode scientifique au diagnostic des problèmes de fuites dans les murs. On ne devrait entreprendre les essais sur le terrain qu'après avoir formulé une hypothèse quant aux sources probables de l'infiltration. Se reporter au document de Nicastro[1] pour plus de détails sur la méthode proposée. Il est à noter que l'application de la méthode scientifique convient à tous les types d'études sur le terrain, et non seulement à l'évaluation des fuites.

2.4.8 Mesure de la transmission de la vapeur d'eau

Les méthodes d'analyse actuelles nécessitent le prélèvement d'échantillons et l'exécution d'essais en laboratoire selon les indications de la norme ASTM E 96[42]. Aucune technique de mesure sur le terrain n'est disponible.

La norme ASTM E 96 permet l'utilisation de deux méthodes différentes. Ces deux essais sont exécutés dans un caisson et exigent des conditions ambiantes identiques : température de 23° C et humidité relative 50 %. Dans l'essai en vase sec, on place à l'intérieur d'un vase un déshydratant qui maintient l'humidité relative à 0 % et l'on scelle l'extrémité supérieure du vase au moyen de l'éprouvette. La vapeur traverse l'éprouvette, passant du milieu d'essai, où l'humidité relative est de 50 %, à celui du vase. L'essai en vase humide fonctionne à peu près de la même façon, sauf qu'on place cette fois de l'eau dans le vase de manière à maintenir à l'intérieur une humidité relative de

100 %; la vapeur d'eau s'écoule alors du vase vers le milieu d'essai, où l'humidité relative est toujours de 50 %. Dans les deux cas, on pèse le vase au terme d'une période donnée pour déterminer le gain ou la perte d'humidité. En vase humide, les résultats sont ordinairement plus élevés. Pour plus de détails, voir Hutcheon et Handegord[26].

Les résultats des essais en laboratoire doivent être interprétés avec discernement, car cette méthode ne tient pas compte de l'effet de la température, les essais sont difficiles à exécuter et les conditions d'essai (juxtaposition d'humidités relatives de 50 % et de 0 % ainsi que de 100 % et de 50 %) ne correspondent pas aux conditions ordinairement observées sur le terrain.

Références

1 *A Scientific Approach to Water Infiltration Studies,* par D.H. Nicastro, The Construction Specifier, janvier 1991.

2 *Diagnosing Window and Curtain Wall Leaks,* par R.J. Kudder and K.M. Lies, ASTM STP 1107, Water in Exterior Building Walls, Thomas A. Schwarz, Editor, octobre 1990.

3 *Methods for Identifying Sources of Moisture in Walls,* par H.R. Trechsel, ASTM STP 1107, Water in Exterior Building Walls, Thomas A. Schwarz, Editor, octobre 1990.

4 *Diagnosing Envelope Problems by Field Performance Monitoring,* par M.D. Lawton, Proceedings, Sixth Conference on Building Science and Technology, Toronto, mars 1992.

5A *Contrôle de performance des murs à ossature d'acier et de placage de briques,* par Keller Engineering Associates Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1992.

5B *Défi Idées : Protocole de contrôle des murs extérieurs,* par R. Quirouette, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mars 1995.

6 *Review of Non-Destructive Methods for Assessing Strength, Serviceability and Deterioration in Buildings,* par A.H.P. Maurenbrecher and G. Pernica, Institute for Research in Construction pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mai 1992.

7 *ASTM A 446, Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) by the Hot-Dip Process, Structural (Physical) Quality,* American Society for Testing and Materials.

8 *ASTM E 376, Practice for Measuring Coating Thickness by Magnetic-Field or Eddy-Current (Electromagnetic) Tests Methods,* American Society for Testing and Materials.

9 *ASTM A 525, Standard Specification for General Requirements for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) by the Hot-Dip Process,* American Society for Testing and Materials.

10 *ASTM A 90, Standard Test Method for Weight of Coating on Zinc-Coated (Galvanized) Iron or Steel Articles,* American Society for Testing and Materials.

11 *ASTM C 1072, Method for Measurement of Masonry Flexural Bold Strength,* American Society for Testing and Materials.

12 *Standard 24-30, Standard Test Method for Flexural Bond Strength of Mortar Cement, Uniform Building Code,* 1991 Edition.

13 *ASTM E 488, Test Method for Strength of Anchors in Concrete and Masonry Elements,* American Society for Testing and Materials.

14 *Assessment of Building Facades in Masonry and Stone,* par S.E. Thomasen and C.L. Searles, ASTM STP 1098, Service Life of Rehabilitated Buildings and Other Structures, Kelley/ marshall Editors, 1990.

15 *ASTMA A 370, Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products,* American Society for Testing and Materials.

16 *ASTM E 663, Practice for Flame Atomic Absorption Analysis,* American Society for Testing and Materials.

17 *ASTM E 1186, Practice for Air Leakage Site Detection in Building Envelopes,* American Society for Testing and Materials.

18 *Establishing the Protocol for Measuring Air Leakage in High-Rise Apartment Buildings,* par C.Y. Shaw and R.J. Magee, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, avril 1990.

19 *ASTM E 779, Test Method for Air Leakage by Fan Pressurization Devices,* American Society for Testing and Materials.

20 *ASTM E 283, Standard Test Method for Rate of Air Leakage Through Exterior Windows, Curtain Walls and Doors,* American Society for Testing and Materials.

21 *ASTM E 330, Standard Test Method for Structural Performance of Exterior Windows, Curtain Walls, and Doors by Uniform Static Air Pressure Differences,* American Society for Testing and Materials.

22 *ASTM E 741, Test Method for Determining Air Leakage Rate by Tracer Dilution,* American Society for Testing and Materials.

23 *Tracer Gas Measurement Systems Compared in a Multifamily Building,* par D.T. Harrje, R.N. Dietz, M. Sherman, D.L. Bohac, T.W. Ottavio and D.J. Dickerhoff, ASTM STP 1067, Air Change Rate and Air Tightness in Buildings.

24 *ASTM G 84, Practice for Measurement of Time-of-Wetness on Surfaces Exposed to Wetting Conditions as in Atmospheric Corrosion Testing,* American Society for Testing and Materials.

25 *Measurement of the Time-of-Wetness by Moisture Sensors and Their Calculation,* par P.J. Serada, S.G. Croll and H.F. Slade, P267-285, ASTM STP 767, Atmospheric Corrosion of Metals. (Voir egalement le DBR Paper 1060, NRCC 20726).

26 *Building Science for a Cold Climate,* par N.B. Hutcheon and G.O.P. Handegord, NRCC, publié par Construction Technology Centre Atlantic Inc., 1983.

27 *Thermography, Ontario Building Envelope Council (OBEC) Technical Notes,* février 1994.

28 *ANSI/ASHRAE 101-1981, Application of Infrared Sensing Devices to the Assessment of Building Heat Loss Characteristics,* 1983.

29 *Applications of Infrared Thermography in Locating and Identifying Building Faults,* par K.N. Burn and G.D. Schuyler, DBR Paper No. 964, Division of Building Research, NRCC 19211, Printemps 1979.

30 *CBD 229, Détermination thermographique du défaut de l'enveloppe des bâtiments,* par G.A. Chown et K.N. Burn, Digeste de la construction au Canada, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherche du Canada, décembre 1983.

31 *CAN/CGSB-149.2-1986, Détermination thermographique de défaut de l'enveloppe des bâtiments,* Canadian Government Standards Board, Ottawa.

32 *ASTM C 1060, Standard Practice for Thermographic Inspection of Insulation Installations in Envelope Cavities of Frame Buildings,* American Society for Testing and Materials.

33 *Masonry Leak Investigation: Theory and Technique,* par G.L. Zwayer, D.K. Johnson, The Sixth North American Masonry Conference, Philadelphia, du 6 au 9 juin 1993.

34 *ASTM E 514, Test Method for Water Permeance of Masonry,* American Society for Testing and Materials.

35 *Adaptations and Additions to ASTM Test Method E 514 (Water Permeance of Masonry) for Field Conditions,* par C.B. Monk Jr., ASTM STP 778, Masonry: Materials, Properties and Performance, G. Borchelt Editor, 1982.

36 *Rationalizing Wall Performance Criteria,* par M.S. Brook, Proceedings, Sixth Conference on Building Science and Technology, Toronto, mars 1992.

[37] *Testing Masonry Using the "Field Adapted ASTM E 514 Water Permeability Test" May Lead to Unnecessary and Costly Repairs,* par M. Brown, The Construction Specifier, juillet 1992.

[38] *Masonry Wall Drainage Test - A Proposed Method for Field Evaluation of Masonry Cavity Walls for Resistance to Water Leakage,* par N.V. Krogstad, ASTM STP1 1063.

[39] *ASTM E 1105, Standard Test Method for Field Determination of Water Penetration of Installed Exterior Windows, Curtain Walls and Doors by Uniform Cyclic Static Air Pressure Difference,* American Society for Testing and Materials.

[40] *AAMA 501.2-83 Field Check of Metal Curtain Walls for Water Leakage in AAMA 501-83,* Architectural Aluminum Manufacturers Association, Des Plaines, IL.

[41] *Tracing Roof and Wall Leaks Using Alternating Electric Fields and Vapor Detection,* par J.C. May and J.M. Vassiliades, ASTM STP 1107, Water in Exterior Building Walls, Thomas A. Schwarz, Editor, octobre 1990.

[42] *ASTM E 96, Test Methods for Water Vapor Transmission of Materials,* American Society for Testing and Materials.

Chapitre 3 — Comportement, défauts et conséquences

Pour diagnostiquer correctement les défaillances des murs, il faut posséder certaines notions d'ingénierie et de construction. Dans le présent chapitre, on donne un bref aperçu de ces concepts ainsi que des défaillances types des murs à ossature en acier et à parement en maçonnerie (OA/PM) et de leurs conséquences.

On ne saurait trop insister sur l'importance d'un diagnostic précis de ces défaillances. En l'absence d'un tel diagnostic, l'efficacité des travaux de réhabilitation sera purement aléatoire. Des travaux de réhabilitation qui ne donnent pas les résultats attendus peuvent représenter un gaspillage considérable d'argent et de ressources, accélérer la détérioration du mur et rendre plus difficiles les inspections ultérieures.

Au point qui suit, on passera en revue les divers éléments d'un système de mur à ossature en acier et à parement en maçonnerie sous les rubriques suivantes :

- résistance;
- pertes de résistance et conséquences;

- aptitude au service;
- pertes d'aptitude au service et conséquences;

- construction;
- défauts de construction et conséquences.

À l'intérieur de chacune de ces catégories, on pourra donner des exemples des désordres majeurs et mineurs qui ont des répercussions économiques ou présentent des risques pour la sécurité publique. Il y a aussi interaction entre les catégories puisqu'un problème de construction, comme la condensation dans l'espace entre poteaux, peut entraîner une corrosion suffisante des éléments en acier pour compromettre la résistance du mur de fond à ossature en acier. Ces faiblesses sont ordinairement attribuables à des insuffisances liées aux matériaux, à la conception, à la construction ou à l'entretien. Généralement, les évaluations reposent sur une combinaison quelconque de ces facteurs.

Il faut souligner que les listes de défaillances et de leurs conséquences ne tiennent pas compte de toutes les éventualités. Comme il existe un nombre infini de mauvaises méthodes de conception et de construction, on n'abordera ici que les défaillances les plus courantes. On ne traitera par ailleurs que des aspects applicables à l'élément de mur considéré.

Le lecteur pourra utiliser les renvois contenus dans l'index du tableau 3 - 1 pour repérer l'information dont il besoin dans le corps du texte. Ce tableau dresse une liste alphabétique :

- des symptômes observés; et
- des éléments de mur qui présentent un désordre.

Le document de la SCHL, Construction des murs extérieurs des bâtiments de grande hauteur : systèmes de mur à placage de brique sur une maçonnerie en béton ou fond à

ossature d'acier, préparé par Drysdale et Suter[1], ainsi que le document de l'ICTAB, *Lightweight Steel Framing Design Manual*, préparé par Trestain[2], sont les principaux documents de référence utilisés dans la plus grande partie de ce chapitre. Les données pertinentes des documents de la SCHL et de l'ICTAB de même que certaines données tirées d'autres documents de référence sont résumées ci-après. Il est à noter que l'on n'a généralement pas donné d'exemples de pratiques exemplaires, celles-ci étant fournies dans d'autres documents.[1,2,13]

TABLEAU 3 - 1
Index — Se reporter aux numéros de section indiqués

Élément de mur, comportement ou symptômes/ diagnostic	Résistance	Aptitude au service	Caractéristique de construction
Agrafes	*Voir 3.1.1, 3.6.1, 3.6.2, 3.8.1, 3.13.1, 3.21*	*Voir 3.1.3*	*Voir 3.6.4, 3.10.6*
Appuis de fenêtre	*Voir Fenêtres*	*Voir Fenêtres*	*Voir Fenêtres*
Assèchement			*Voir 3.1.5.2, 3.9.4*
Calfeutrage	*Voir Produits d'étanchéité*	*Voir Produits d'étanchéité*	*Voir Produits d'étanchéité*
Cavité	*Voir Lames d'air*	*Voir Lames d'air*	*Voir Lames d'air*
Chantepleures	*Voir Évents*	*Voir Évents*	*Voir Évents*
Contreventement	*Voir 3.13.1, 3.13.2, 3.14.1, 3.14.2, 3.21*		
Cornières d'appui	*Voir 3.2.1, 3.2.2, 3.21*	*Voir 3.2.3, 3.4.2.2*	*Voir 3.2.4*
Déflecteurs de pluie			*Voir 3.1.5.1, 3.5.4.3, 3.8.2*
Dilatation et retrait thermiques		*Voir 3.2.3, 3.4.1.3, 3.4.1.4*	
Efflorescence			*Voir 3.5.4.1, 3.7.2, 3.10.6, 3.19.3*
Effritement			*Voir 3.5.4.1, 3.5.4.2, 3.10.6, 3.19.3 Voir aussi Gel et dégel, Efflorescence*

Élément de mur, comportement ou symptômes/ diagnostic	Résistance	Aptitude au service	Caractéristique de construction
Évents et chantepleures			*Voir 3.1.5.1, 3.5.4.1, 3.5.4.3*
Fissuration en flexion	*Voir 3.1.1, 3.1.2, 3.3.2*	*Voir 3.1.1, 3.1.2, 3.1.3, 3.1.4, 3.3.3, 3.6.3*	*Voir 3.5.4.1*
Fissuration due aux mouvements horizontaux		*Voir 3.2.2, 3.4.1, 3.4.2.1, 3.19.2, 3.20.1*	*Voir 3.5.4.1*
Fissuration due aux mouvements verticaux		*Voir 3.2.3, 3.4.1, 3.4.2.2, 3.4.2.3, 3.20.1*	*Voir 3.5.4.1*
Fléchissement		*Voir 3.1.3, 3.2.3, 3.3.3, 3.4.1.1*	
Fuites d'air	*Voir Systèmes d'étanchéité à l'air*	*Voir Systèmes d'étanchéité à l'air*	*Voir Systèmes d'étanchéité à l'air*
Gel et dégel			*Voir 3.5.4.2, 3.5.4.3, 3.7.2, 3.19.3*
Humidité	*Voir 3.21*	*Voir 3.1.4, 3.4.1.2, 3.4.1.4*	*Voir 3.1.5.1, 3.1.5.2, 3.5.4.1, 3.5.4.2, 3.5.4.3, 3.6.3, 3.6.4, 3.7.2, 3.8.2, 3.9.3, 3.9.4, 3.10.6, 3.19.3*
Isolant en matelas			*Voir 3.1.5.2, 3.9.4, 3.10.6, 3.11.1, 3.11.2*
Isolant extérieur			*Voir 3.1.5.2, 3.11.2*
Joints de dilatation	*Voir Fissuration*	*Voir Fissuration*	*Voir Fissuration*
Joints de rupture Corrosion	*Voir Fissuration Voir 3.2.2, 3.6.2, 3.7.2, 3.15.2, 3.21*	*Voir Fissuration Voir 3.2.3, 3.3.3*	*Voir Fissuration Voir 3.1.5.2, 3.6.4, 3.9.4, 3.10.6*
Lames d'air	*Voir 3.8.1*		*Voir 3.1.5.1, 3.5.4.1, 3.8.2*

Élément de mur, comportement ou symptômes/ diagnostic	Résistance	Aptitude au service	Caractéristique de construction
Linteaux	*Voir 3.3.1, 3.3.2*	*Voir 3.3.3*	
Linteaux de fenêtre	*Voir Fenêtres*	*Voir Fenêtres*	*Voir Fenêtres*
Linteaux et appuis de fenêtre	*Voir 3.18.1, 3.18.2, 3.21*	*Voir 3.18.3, 3.18.4*	*Voir 3.18.5*
Lisse basse	*Voir 3.9.4, 3.10.6, 3.13.2, 3.15.1, 3.15.2, 3.19.1, 3.21*	*Voir 3.15.3*	*Voir 3.15.4*
Maçonnerie	*Voir 3.1.1, 3.3.1, 3.5.1.1, 3.5.2.1*	*Voir 3.4.1.1, 3.4.1.2, 3.4.1.3, 3.4.1.4, 3.4.2.1, 3.4.2.2, 3.5.3.1, 3.15.3, 3.16.3*	*Voir 3.1.5.1, 3.5.4.1*
Mortier et joints de mortier	*Voir 3.5.1.1, 3.6.2*	*Voir 3.5.3.1, 3.5.3.2*	*Voir 3.1.5.1, 3.5.4.1, 3.5.4.3, 3.6.4*
Mouvement	*Voir Fissuration, Sablières*	*Voir Fissuration, Sablières*	*Voir Fissuration, Sablières*
Mouvements dus à l'humidité		*Voir 3.4.1.2, 3.4.1.4, 3.4.1.5, 3.5.3.1*	
Murs en surélévation	*Voir 3.19.1*	*Voir 3.4.2.2, 3.19.2*	*Voir 3.5.4.1, 3.19.3*
Murs OA/PM en tant que systèmes	*Voir 3.1.1, 3.1.2*	*Voir 3.1.3, 3.1.4, 3.15.3, 3.16.3*	*Voir 3.1.5.1*
Pare-vapeur	*Voir 3.10.2, 3.10.3*	*Voir 3.10.4*	*Voir 3.9.4, 3.10.5, 3.12.3, 3.12.4*
Plaques de plâtre extérieures	*Voir Revêtement extérieur*	*Voir Revêtement extérieur*	*Voir Revêtement extérieur*
Plaques de plâtre intérieures	*Voir Revêtement intérieur*	*Voir Revêtement intérieur*	*Voir Revêtement intérieur*
Ponts thermiques			*Voir 3.1.5.2, 3.2.4, 3.6.4, 3.9.3, 3.9.4, 3.10.6, 3.11.2, 3.16.4*
Poteaux jumelés aux montants	*Voir 3.17.1, 3.17.2, 3.21*	*Voir 3.17.3, 3.17.4*	*Voir 3.17.5*

Élément de mur, comportement ou symptômes/ diagnostic	Résistance	Aptitude au service	Caractéristique de construction
Poteaux types	*Voir 3.1.1, 3.13.1, 3.13.2, 3.15.1, 3.16.1, 3.19.1, 3.21*	*Voir 3.9.2, 3.12.2, 3.13.3, 3.13.4, 3.15.3*	*Voir 3.1.5.2, 3.13.5*
Poudrage			*Voir 3.9.4*
Produits d'étanchéité		*Voir 3.16.3, 3.20.1*	*Voir 3.5.4.1*
Revêtement extérieur	*Voir 3.6.2, 3.9.1, 3.14.1, 3.14.2.1, 3.16.2*	*Voir 3.9.2*	*Voir 3.1.5.2, 3.6.4, 3.7.2, 3.9.3, 3.9.4, 3.10.6*
Revêtement intérieur	*Voir 3.12.1, 3.14.1, 3.14.2.1, 3.16.2*	*Voir 3.12.2*	*Voir 3.10.6, 3.12.3, 3.12.4*
Sablières	*Voir 3.16.1, 3.16.2, 3.21*	*Voir 3.10.4, 3.16.3*	*Voir 3.16.4*
Solins			*Voir 3.5.4.1, 3.7.1, 3.7.2, 3.9.4, 3.19.3*
Systèmes d'étanchéité à l'air	*Voir 3.9.1, 3.10.2, 3.10.3, 3.13.1*	*Voir 3.10.4, 3.16.3*	*Voir 3.1.5.1, 3.1.5.2, 3.5.4.1, 3.9.4, 3.10.5, 3.12.3, 3.12.4*
Valeur de résistance thermique			*Voir 3.1.5.2, 3.11.2*

3.1 Murs OA/PM en tant que systèmes

3.1.2 Murs OA/PM en tant que systèmes — Résistance *(tiré de Trestain/ Rousseau[1])*

La principale fonction structurale d'un mur OA/PM est de résister aux effets du vent et aux secousses sismiques. Aucune charge axiale, mis à part la charge exercée par le poids du mur, ne doit être appliquée sur le parement en maçonnerie ou sur le mur de fond à ossature en acier.

Pour analyser systématiquement un mur OA/PM, il faut tenir compte de la répartition des forces éoliennes (et sismiques) avant et après la fissuration en flexion du parement en maçonnerie. Les charges qui avant fissuration s'exercent essentiellement sur les agrafes s'appliquent sur le mur de fond à ossature en acier après fissuration.

Avant fissuration : Lorsque le parement en maçonnerie n'est pas encore fissuré, la répartition des contraintes internes sur le parement, les agrafes et le mur de fond à ossature en acier est extrêmement difficile à déterminer, car elle repose sur divers facteurs, notamment :

- la rigidité relative des poteaux et du parement en maçonnerie;
- la rigidité des agrafes;
- la rigidité des sablières et de la lisse basse;
- les forces de retenue qui s'exercent au sommet de la maçonnerie;
- les charges éoliennes qui s'exercent sur le parement, le mur de fond ou ces deux éléments;
- la présence d'ouvertures, par exemple, des fenêtres;
- la rigidité à la flexion horizontale ou verticale du parement (si les conditions limites autorisent un fléchissement bidirectionnel du parement)

Il faut tenir compte de tous ces effets pour prédire exactement la répartition des charges entre les divers éléments du système de mur.*

Une analyse approximative fournira néanmoins des renseignements utiles et une estimation raisonnable de la charge maximale exercée sur les agrafes (voir la figure 3 - 1). On peut poser les hypothèses simplificatrices ci-dessous comme hypothèses de travail :

- Le mur de fond à ossature en acier et le parement en maçonnerie non fissuré sont des éléments distincts à portée indépendante qui travaillent en flexion et peuvent résister à des charges.
- La portée du parement en maçonnerie et des poteaux en acier est uniquement verticale.
- Les portées du parement et des poteaux sont égales.
- Le parement et les poteaux subissent un fléchissement identique sous les charges éoliennes puisque les deux systèmes sont reliés par des agrafes
- Les appuis d'extrémité du parement et des poteaux ne se déplacent pas sous les charges éoliennes.

* *Le programme d'analyse tridimensionnelle par éléments finis des murs OA/PM livré avec le présent projet peut traiter les variables énoncées ici ainsi que la propagation des fissures dans les parements en maçonnerie. Voir le chapitre 4 et le manuel de l'utilisateur du programme OA/PM.*

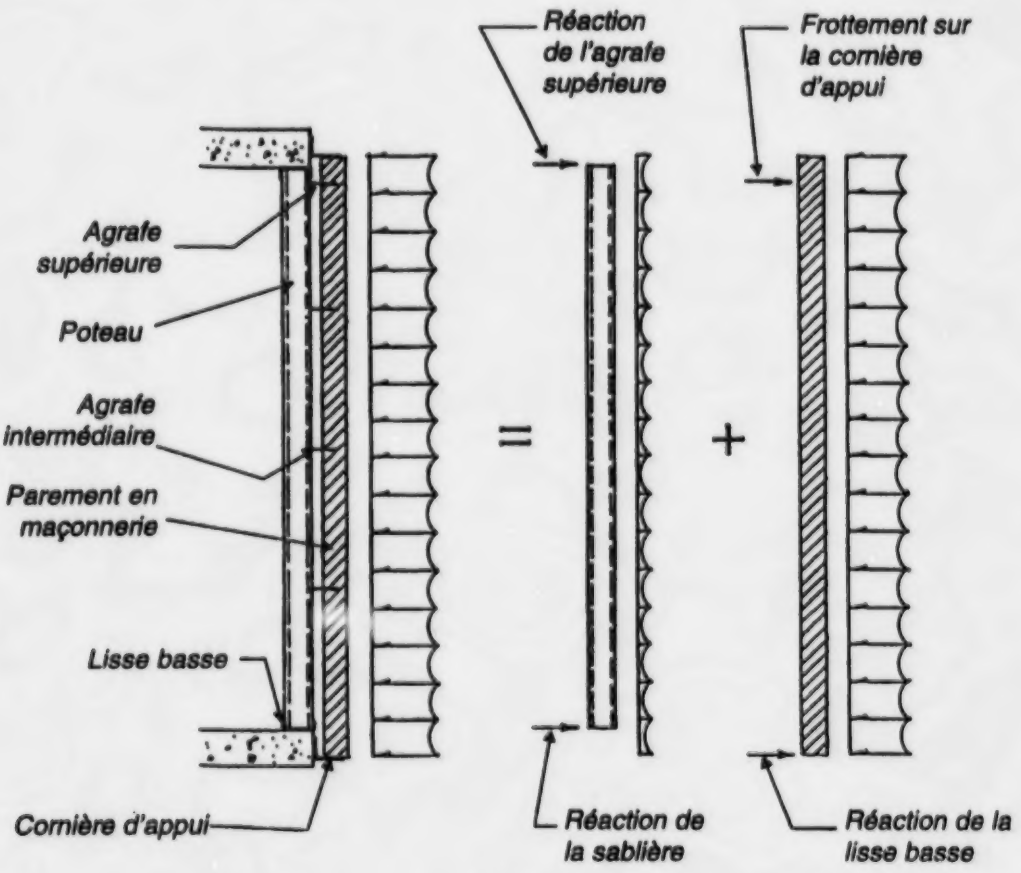


FIGURE 3 - 1
RÉPARTITION DES CHARGES ENTRE LE PAREMENT EN MAÇONNERIE NON FISSURÉ ET LE MUR DE FOND À OSSATURE EN ACIER

En se fondant sur ces hypothèses et en égalisant les fléchissements, on peut dériver une formule de répartition des charges.

$V_{MAÇONNERIE} = V_{TOTAL}/[1 + (EI)_{POTEAUX}/(EI)_{MAÇONNERIE}]$

où :

$V_{MAÇONNERIE}$ et V_{POTEAU} = charge éolienne supportée respectivement par le parement et l'ossature, qui agissent comme des éléments à portée indépendantes.

Pour des poteaux en acier de 92 x 1,22 mm à 400 mm entre axes et un parement en maçonnerie de 90 mm, il peut être démontré que le parement supporte 88 % de la charge éolienne et les poteaux, les derniers 12 %.

Après fissuration : Une fois le parement fissuré, on peut présumer qu'une charnière est formée à mi-portée de la maçonnerie et que le parement perd sa capacité autoportante entre deux étages. Des essais et des études de simulation par ordinateur[4,5] ont révélé qu'en fait, le parement fissuré conserve une partie de sa rigidité et de sa résistance initiales à la flexion, mais l'on ne tient généralement pas compte de cette résiduelle lors de la conception et l'on considère que la totalité de la charge éolienne s'exerce alors sur le mur de fond à ossature en acier. C'est cette méthode de calcul qui est prescrite dans la norme S304.1 de la CSA qui régit les nouveaux bâtiments.

Charges appliquées sur les agrafes : Selon l'analyse approximative précédente des charges avant fissuration, l'agrafe supérieure supporte une charge maximale égale à :

$$(0{,}88\ V_{TOTAL}) \times 1/2 = 0{,}44\ V_{TOTAL}$$

Ces résultats coïncident avec les résultats d'une analyse indéterminée[4], dans laquelle la charge éolienne ne s'exerçait que sur le parement. Il sont également compatibles avec les exigences de calcul des agrafes de la norme S304.1 de la CSA[6], où, dans un mur de fond flexible, comme un mur à ossature en acier, toutes les agrafes doivent pouvoir résister à 40 % de la charge latérale tributaire qui s'exerce sur les poteaux (mais à au moins deux fois la charge latérale tributaire qui s'exerce sur l'agrafe).

Cette analyse indéterminée indique également qu'après fissuration, alors que les charges éoliennes s'appliquent encore sur le parement, la charge qui s'exerce sur l'agrafe intermédiaire la plus proche de la fissure se rapproche de cette valeur. Comme il est impossible de prédire exactement l'emplacement de la fissure à mi-hauteur, on calcule généralement toutes les agrafes selon la règle des 40 %. Bien entendu, le principe classique, qui consiste à calculer la résistance des agrafes en fonction d'une surface tributaire égale au produit de l'espacement vertical et de l'espacement horizontal des agrafes, est inadéquat.

Fissuration du parement : L'analyse approximative et l'analyse indéterminée montrent qu'il faut prévoir la fissuration du parement dans le calcul des systèmes de murs OA/PM. Si l'on pousse plus loin l'analyse approximative, on peut démontrer que, pour un mur de 2 590 mm de hauteur résistant à une charge éolienne totale de 1,2 kPa, l'effort effectif de traction en flexion sur le parement est de 0,66 MPa. Selon Drysdale et Breton[4], la valeur limite de l'effort de traction en flexion sur le parement peut varier entre 0,2 et 0,9 MPa. Sous une contrainte effective de 0,66 MPa, la fissuration du parement est donc probable mais non certaine. Il est à noter que la probabilité de fissuration du parement augmente proportionnellement à la hauteur du mur, mais elle est considérablement réduite si les conditions limites déterminées pour le parement autorisent un fléchissement bidirectionnel.

3.1.2 Murs OA/PM en tant que systèmes — Pertes de résistance et conséquences

Pour connaître les défaillances des différents éléments de mur et leurs conséquences, se reporter aux numéros de section appropriés.

Il faut d'abord souligner que la formation de la première fissure en flexion dans le parement n'est pas considérée comme une perte de résistance mais plutôt comme un état-limite de service. Voir le point 3.1.1. La formation d'une deuxième fissure peut poser un problème structural si la distance entre les deux fissures est inférieure à l'espacement des agrafes et si cette deuxième fissure risque d'engendrer un mouvement[1]. Voir la figure 3 - 2.

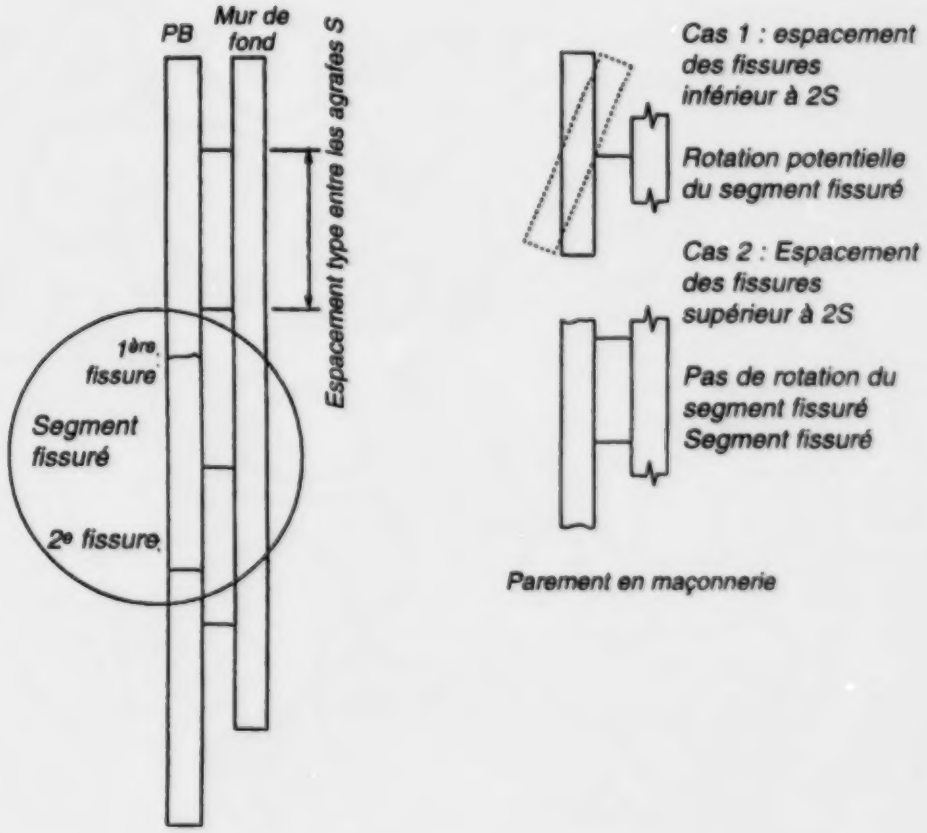


FIGURE 3 - 2
INSTABILITÉ POTENTIELLE D'UN PAREMENT FISSURÉ LORSQUE L'ESPACEMENT DES AGRAFES EST IMPORTANT (tiré de Drysdale et Suter[1])

3.1.3 Murs OA/PM en tant que systèmes — Aptitude au service

Le mur de fond à ossature en acier possède la rigidité nécessaire pour limiter la taille de la première fissure une fois celle-ci formée. Comme il a été mentionné aux points 3.1.1 et 3.1.2, la formation de la première fissure correspond à un état-limite de service et non à un état limite de résistance (voir la figure 3 - 3).

La norme S304.1 de la CSA[6] exige que toute la charge spécifiée soit appliquée sur le mur de fond et que le fléchissement du parement ne dépasse pas la hauteur des poteaux divisée par 600. Le fléchissement du parement est égal à la somme du fléchissement des poteaux en acier, du jeu mécanique des agrafes et de la déformation des agrafes sous la charge. La déformation de la sablière et de la lisse basse est exclue du calcul. La norme S304.1 propose une autre méthode de calcul, selon laquelle le fléchissement des poteaux ne doit pas dépasser L/720, dans la mesure où la déformation sous la charge et le jeu mécanique des agrafes sont restreints.

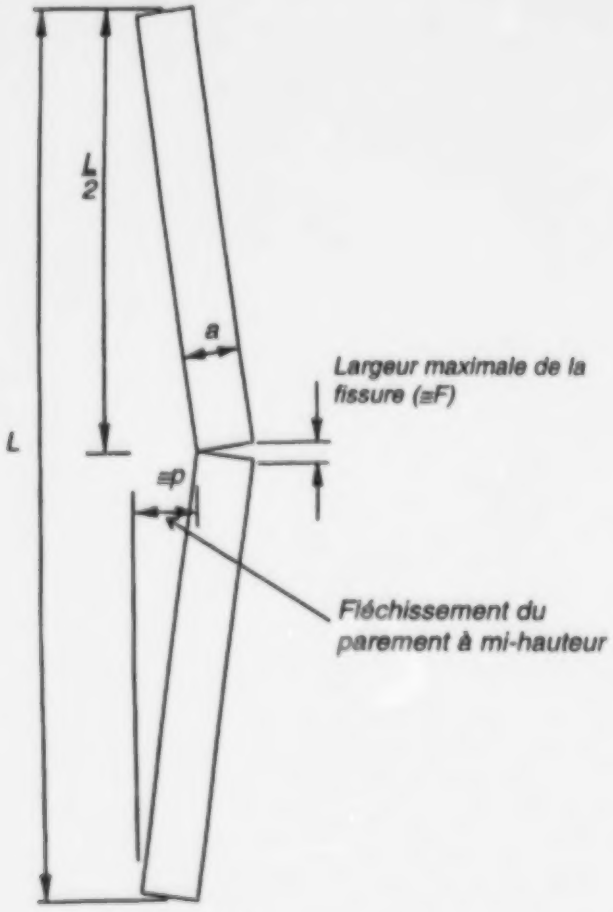


FIGURE 3 - 3
REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE LA LARGEUR DE FISSURATION D'UN PAREMENT
(tiré de Drysdale et Suter[1])

3.1.4 Murs OA/PM — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Comme il a été mentionné au point 3.1.1, la fissuration en flexion du parement en maçonnerie n'est pas certaine mais suffisamment probable pour qu'elle soit considérée comme un facteur de calcul. Plus le mur de fond à ossature en acier est flexible, plus le parement en maçonnerie risque de se fissurer et plus les fissures seront larges, une fois formées.

Dans des essais en vraie grandeur, au cours desquels les charges dues au vent et à la pluie ont été appliquées simultanément, la présence de fissures de flexion n'a pas donné lieu à une pénétration plus marquée de l'eau de pluie dans le parement dans la mesure où la cavité murale était entièrement pressurisée. On a en revanche observé une pénétration beaucoup plus forte de la pluie lorsque la cavité murale n'était pas pressurisée.

L'effet de la largeur des fissures n'a pas été étudié dans le cadre du programme d'essai en vraie grandeur, mais il est permis de supposer que plus une fissure est large, plus elle laisse pénétrer de pluie lorsque la cavité n'est pas totalement pressurisée. Si la cavité est pressurisée, la largeur des fissures n'a que peu d'effet sur la pénétration de l'eau de pluie.

3.1.5 Murs OA/PM en tant que systèmes — Caractéristiques de construction

3.1.5.1 Déflecteurs de pluie

Les murs OA/PM sont conçus de manière à jouer le rôle de déflecteurs de pluie pressurisés. Pour une description détaillée, le lecteur est prié de se reporter aux documents de référence pertinents[5,7-13]. Une brève description est présentée ci-après.

système de mur à déflecteur de pluie ouvert est représenté de façon très schématique à la figure 3 - 4.

Ce système est formé d'un déflecteur de pluie extérieur, de la cavité murale et d'un système intérieur d'étanchéité à l'air. Le déflecteur de pluie extérieur s'ouvre sur l'extérieur de sorte que les variations de pression de l'air extérieur sont rapidement suivies de variations de pression de l'air dans la cavité murale. Les pressions de l'air extérieur et de l'air de la cavité sont donc égalisées, et les baisses de pression ne devraient jamais être assez importantes pour favoriser la pénétration de l'eau de pluie par les ouvertures du déflecteur. La différence de pression d'air de part et d'autre du le mur est prise en charge par le système intérieur d'étanchéité à l'air.

Avantages

- Les défauts de construction n'ont pas d'effets sur le fonctionnement du déflecteur de pluie extérieur. Les discontinuités fortuites (par

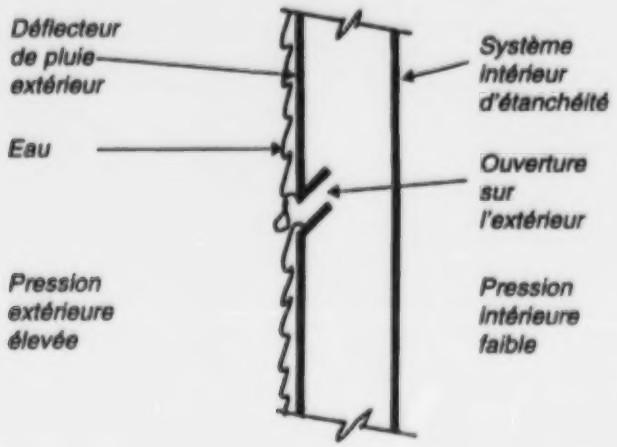


FIGURE 3 - 4
REPRÉSENTATION SIMPLIFIÉE D'UN MUR À DÉFLECTEUR DE PLUIE OUVERT

exemple dans les produits d'étanchéité ou les joints de mortier) ne devraient pas favoriser une plus forte pénétration de l'eau de pluie puisque la différence de pression qui est à l'origine de ces infiltrations est éliminée.

- Ce système comporte une deuxième ligne de défense contre la pénétration de l'eau de pluie. L'eau qui traverse le déflecteur de pluie extérieur ne traverse pas la cavité murale mais s'écoule le long de la paroi intérieure du déflecteur avant d'être évacuée à l'extérieur.
- L'étanchéité à l'air est protégée contre les effets nuisibles de l'eau, du rayonnement ultraviolet et des températures extrêmes.
- Comme la paroi intérieure de l'étanchéité à l'air n'est jamais mouillée, une petite fuite d'air dans ce système ne favorise pas la pénétration de l'eau. (La présence de systèmes d'étanchéité qui fuient peut cependant avoir d'autres conséquences. Voir le point 3.10.6.)
- La circulation d'air dans la cavité peut accélérer l'assèchement.

Inconvénients

- Une véritable égalisation des pressions nécessite une conception rigoureuse et une construction soignée. Voici un bref exposé de ces exigences :

Pour égaliser les pressions, il faut tenir accorder une attention particulière à certains détails de conception et de construction :

- Les évents du déflecteur de pluie doivent présenter une aire suffisante. La taille exigée est fonction du volume de la cavité

murale, du taux de fuite et de la souplesse de l'étanchéité à l'air et du caractère dynamique des rafales de vent.

- L'étanchéité à l'air doit présenter un faible taux de fuite. Il est possible d'obtenir un mur pressurisé même si cet élément affiche un taux élevé de fuite, mais il faudrait alors prévoir un écoulement d'air très important par le déflecteur pour obtenir un débit d'air d'appoint suffisant. Bien que le principe d'égalisation des pressions soit respecté, des gouttelettes de pluie poussées par le vent pourraient néanmoins traverser l'étanchéité à l'air par les ouvertures.
- Il faut limiter l'écoulement d'air horizontal dans la cavité murale. L'écoulement d'air horizontal s'explique comme suit. La pression éolienne positive qui s'exerce sur un mur est toujours accompagnée d'une pression éolienne négative sur les murs adjacents. (Voir la figure 3 - 5). Cet écoulement d'air horizontal neutralise dans une grande mesure les efforts déployés pour égaliser les pressions de part et d'autre du mur[11]. Il faut installer des déflecteurs verticaux au moins aux angles du bâtiment. Certains chercheurs soutiennent qu'il faut compartimenter systématiquement la cavité à l'aide de déflecteurs verticaux placés à intervalles rapprochés, soit à 3 m entre axes. On estime généralement suffisante la déflexion horizontale assurée par les cornières d'appui installées à chaque étage. Il est parfois nécessaire de mettre en place des dispositifs supplémentaires de déflexion horizontale à certains endroits, notamment en partie supérieure du bâtiment, pour isoler la cavité murale du mur en surélévation.

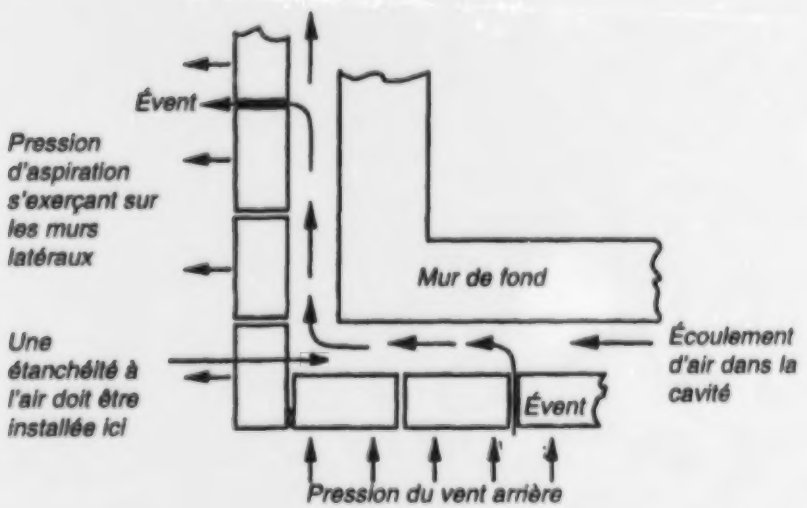


FIGURE 3 - 5
ÉGALISATION INADÉQUATE DES PRESSIONS CONSÉCUTIVE À UN ÉCOULEMENT D'AIR HORIZONTAL DANS LA CAVITÉ

Certains chercheurs en construction ont avancé qu'il était à peu près impossible d'obtenir un véritable déflecteur de pluie ouvert en raison des difficultés inhérentes à l'égalisation des pressions. Ils ont proposé un autre type de mur, appelé mur à déflecteur d'évacuation, qui présente des détails de construction semblables, mais dont le fonctionnement ne repose pas expressément sur l'égalisation des pressions. Dans ce modèle, l'eau peut pénétrer dans le déflecteur de pluie extérieur, mais ne peut traverser la cavité murale et est évacuée à l'extérieur. À l'heure actuelle, bon nombre de murs qui sont conçus pour agir comme déflecteurs de pluie pressurisés fonctionnent probablement davantage selon le principe du déflecteur d'évacuation pour différentes raisons, dont la présence de systèmes d'étanchéité à l'air qui fuient et d'évents de taille inadéquate et l'absence de déflecteurs verticaux (en particulier aux angles) qui freineraient l'écoulement d'air horizontal dans la cavité.

Les murs à parement en maçonnerie peuvent par ailleurs favoriser l'infiltration d'eau si une différence de pression n'est pas maintenue.

Il se pourrait que, sous l'effet de la pesanteur, l'eau qui pénètre par des ouvertures fortuites dévie vers l'intérieur et le bas. Ces ouvertures peuvent découler d'erreurs de construction ou d'une détérioration après construction.

Un mécanisme semblable, mais plus systématique, a été décrit par Newman et Whiteside[14]. Dans les joints supérieurs, on peut observer de petites voies d'écoulement vers le bas à l'interface du mortier et de la brique. Ces voies d'écoulement se remplissent par gravité ou aspiration capillaire lorsque la paroi extérieure du mur est mouillée. Une force hydrostatique (qui peut être égale à la hauteur d'une assise de briques, ce qui représente environ 70 mm d'eau ou 700 Pa) peut entraîner l'eau dans la cavité. Ces chercheurs ont pu étayer leur hypothèse en appliquant une contre-pression sur le parement jusqu'à ce que les fuites soient éliminées. La contre-pression nécessaire pour éliminer les fuites variait de 250 à 400 Pa, ce qui correspond à une proportion importante de la pression éolienne admissible (ordinairement de l'ordre de 1 000 à 1 500 Pa).

On peut donc conclure que les murs à parement en maçonnerie fuient et que le taux de fuite augmente en présente d'une différence de pression éolienne.

La figure B-1 de l'annexe B montre certains détails de construction au niveau du sol d'un mur à ossature en acier et à parement en maçonnerie, notamment les chantepleures, les évents, la cornière d'appui, les dispositifs d'imperméabilisation et les solins, soit les éléments sur lesquels repose un mur déflecteur de pluie efficace.

3.1.5.2 Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique

Dans les murs OA/PM, de l'isolant en matelas est généralement placé dans les espaces entre poteaux, et un revêtement quelconque comportant ou non un isolant rigide est appliqué sur la face extérieure des poteaux.

Drysdale et Kluge[9] ont étudié ces types de mur dans des conditions hivernales simulées (température minimale de -17° C) en maintenant une humidité relative de 35 à 40 % du côté chaud (21° C) et une différence de pression (75 Pa) de part et d'autre du mur. Ils ont délibérément incorporé des imperfections dans l'étanchéité à l'air afin d'étudier la vulnérabilité du système aux fuites d'air. Ils ont constaté que dans un système dépourvu d'isolant extérieur, l'humidité tendait à s'accumuler sur les poteaux et la paroi intérieure du revêtement extérieur. Un isolant rigide en polystyrène de 1 po a éliminé l'accumulation d'humidité sur les poteaux et la face intérieure du revêtement extérieur. En conservant cet isolant mais en augmentant l'humidité relative (50 à 55 %) du côté chaud, on a observé de la condensation sur la face intérieure du revêtement extérieur. Pour plus de détails, voir le rapport de recherche.

En l'absence d'isolant extérieur, l'accumulation d'humidité et la corrosion des éléments en acier sont très probables. Il se peut par ailleurs que la quantité d'humidité accumulée sur le revêtement extérieur soit excessive, c'est-à-dire supérieure à la capacité de mouillage du revêtement et à la capacité d'assèchement du mur.

En présence d'un isolant extérieur (d'au moins 1 po d'épaisseur), la condensation sur les éléments en acier est généralement négligeable. Dans ce cas, les ponts thermiques qui se forment à l'emplacement des poteaux sont bénéfiques puisqu'ils pompent la chaleur vers le côté froid et se maintiennent au-dessus du point de rosée.

On peut étudier le potentiel de condensation entre les poteaux à l'aide de la formule classique de calcul de la résistance et déterminer ainsi la température en un point donné du mur à des fins de comparaison avec le point de rosée calculé. La formule de calcul de la résistance s'énonce comme suit :

$$t_x = t_i - (R_x / R_t) (t_i - t_e)$$

où :

t_x = température en un point donné du mur
R_x = résistance du mur à l'exfiltration d'air intérieur en un point donné dont la température est indéterminée

R_1 = résistance totale du mur à l'exfiltration d'air intérieur et à l'infiltration d'air extérieur
t_i = température de l'air intérieur
t_e = température de l'air extérieur

Le calcul de la résistance totale du mur, R_1, ne tient généralement pas compte de la lame d'air et du parement en maçonnerie, car ces éléments sont, du point de vue thermique, court-circuités par l'air qui pénètre par les chantepleures et les évents. Keller[15] a fait remarquer que, dans certaines conditions, on peut tenir compte du parement et de la lame d'air dans le calcul de R_1.

3.1.6 Murs OA/PM en tant que systèmes — Défauts de construction et conséquences

Pour connaître les défauts des différents éléments de mur et leurs conséquences, se reporter au numéro de section approprié. Voir aussi le point 3.21, Corrosion.

3.2 Cornières d'appui

3.2.1 Cornières d'appui — Résistance

En tant qu'éléments porteurs, les cornières d'appui doivent supporter le poids du parement en maçonnerie sus-jacent et transférer cette charge à des assemblages discontinus situés le long des rives de la dalle de plancher.

Une méthode courante de calcul consiste à dimensionner l'aile horizontale (et implicitement l'aile verticale) de la cornière d'appui en fonction du moment fléchissant, comme le montre la figure 3 - 6.

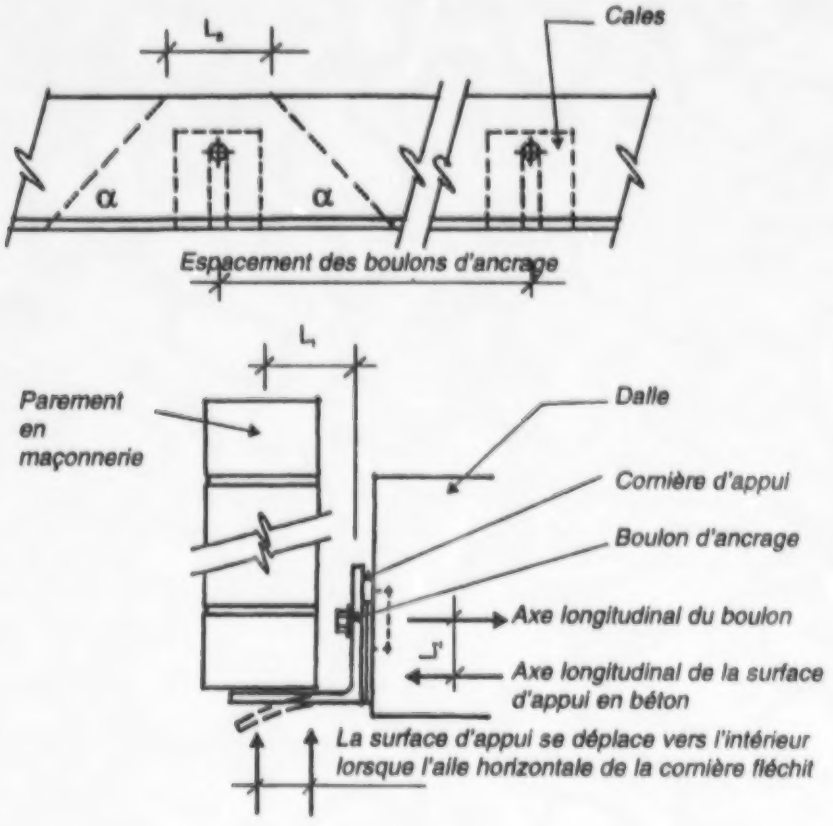


FIGURE 3 - 6
CALCUL DE LA CORNIÈRE D'APPUI ET DU BOULON D'ANCRAGE

Le bras de moment, L_1, est calculé depuis l'axe longitudinal de l'aile verticale jusqu'à l'axe longitudinal du parement, et la longueur totale de la cornière entre les dispositifs de fixation est réputée utile. L'épaisseur d'acier nécessaire est fondée sur le module de la portion élastique. Le boulon d'ancrage est dimensionné de manière à travailler à la fois en cisaillement et en traction, la traction étant fonction du bras de levier, L_2, depuis l'axe longitudinal du boulon jusqu'au centre de gravité de la surface d'appui en béton. L'espacement des fixations ne dépasse généralement pas 1 à 1,2 m. Drysdale et al.[16] proposent une méthode de calcul qui repose sur ces hypothèses.

Le comportement réel des cornières d'appui est beaucoup plus complexe. On peut observer entre les connecteurs un fléchissement direct et une torsion de la cornière et un fléchissement de l'aile horizontale. La charge qui s'exerce sur la partie en porte-à-faux est allégée par un effet de voussure (voir Linteaux à cornières séparées), et la surface d'appui se déplace vers l'intérieur à mesure que la partie horizontale sus-jacente fléchit (figure 3 - 6). Le poids total du parement étant

appliqué sur les agrafes, l'aile verticale de la cornière peut subir des contraintes et des déformations localisées importantes. En l'absence d'une analyse plus poussée, par exemple, une analyse par éléments finis ou celles proposées par Grimm[17] ou Tide et Krogstad[18], il faut prévoir une cornière d'appui de longueur appropriée, définie par L_3 et α lorsqu'on calcule le moment résistant au fléchissement en porte-à-faux de l'aile horizontale de la cornière. Il est à noter qu'une longueur plus importante de la cornière est mobilisée si un fléchissement plastique est autorisé.

3.2.2 Cornières d'appui — Pertes de résistance et conséquences

Une résistance insuffisante des cornières d'appui entraînera un flambage et des fléchissements excessifs qui risquent de compromettre l'intégrité du joint de mouvement situé sous la cornière (voir le point 3.4.2.2, Mouvement différentiel vertical). Des effets semblables peuvent être produits par des détails d'ancrage inadéquats, notamment :

- ancrages et boulons manquants;
- écrous mal serrés;
- boulons fixés dans l'aile verticale de la cornière par des trous surdimensionnés ou calcinés, de sorte que la force d'appui voulue n'est obtenue qu'au prix d'un mouvement vertical important de la cornière;
- les rondelles circulaires utilisées comme cales autorisent une rotation excessive à l'emplacement des ancrages parce que le bras de levier L_2 (figure 3 - 6) est relativement court.

Voir aussi le point 3.21, Corrosion.

3.2.3 Cornières d'appui — Pertes d'aptitude au service et conséquences

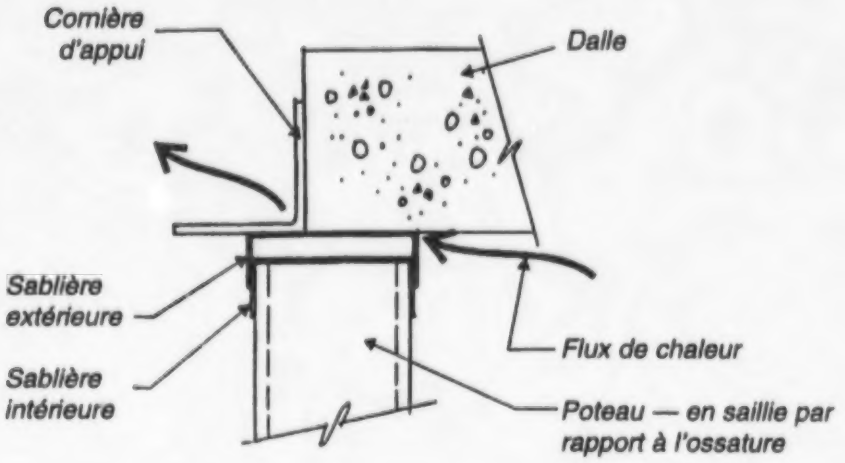
Lorsque les détails des cornières d'appui sont trop flexibles, ils peuvent compromettre l'intégrité du joint de mouvement situé sous la cornière (voir le point 3.4.2.2, Mouvement différentiel vertical).

Si la cornière d'appui est exposée et soumise à des mouillages périodiques, elle se corrodera. Comme les produits de corrosion occupent un certain espace, ils exercent à l'interface de l'acier et de la maçonnerie une pression qui provoque un mouvement vers le haut de la maçonnerie supportée ou un mouvement vers le bas de la cornière. Dans les deux cas, le rendement du joint de mouvement horizontal est compromis. Voir Grimm[17] pour plus de détails. Des taches de corrosion peuvent aussi apparaître à la surface de la brique.

La dilatation thermique de la cornière d'appui sur de longues sections ininterrompues peut causer des mouvements différentiels longitudinaux excessifs entre la cornière et la maçonnerie. Lors de la conception, il est recommandé d'utiliser des cornières d'au plus 3,6 m de longueur et des joints bout à bout ouverts de 6 mm[17].

3.2.4 Cornières d'appui — Défauts de construction et conséquences

Les cornières d'appui peuvent favoriser l'apparition de ponts thermiques, en particulier lorsque les détails de la sablière forment un pont continu (voir la figure 3 - 7). Même en l'absence de ponts à l'emplacement de la sablière, il peut se former des ponts thermiques importants dans la dalle de plancher, là où la cornière d'appui n'est pas protégée par de l'isolant.



Remarque : Dans les constructions de type copropriété, les cornières sont souvent d'affleurement avec la sous-face de la dalle, comme le montre la figure.

FIGURE 3 - 7
CORNIÈRE — PONT THERMIQUE À L'EMPLACEMENT DE LA SABLIÈRE

3.3 Linteaux à cornières séparées — Résistance

3.3.1

Les linteaux à cornières séparées sont généralement installés au-dessus de petites ouvertures dans la maçonnerie et sont conçues pour agir comme des poutres à portée indépendante entre les axes longitudinaux des surfaces d'appui. Aux fins des calculs, on limite ordinairement la portée des linteaux à environ 2 m± et l'on ne prévoit qu'un fléchissement simple. On calcule généralement le voûtement de manière que le poids de la maçonnerie supportée s'inscrive dans un triangle de 45° (voir la figure 3 - 8). La longueur de la surface d'appui doit être suffisante pour maintenir les contraintes d'appui dans les limites admissibles et garantir que le linteau ne se délogera pas pendant une secousse sismique.

Le comportement réel des linteaux à cornières séparées va bien au-delà du fléchissement simple mentionné ci-dessus. Entre les appuis d'extrémité, l'aile horizontale de la cornière peut également subir une torsion et un fléchissement en porte-à-faux.

Les linteaux à grande portée sont reliés à l'ossature au moyen d'étriers intermédiaires en acier laminé à chaud.

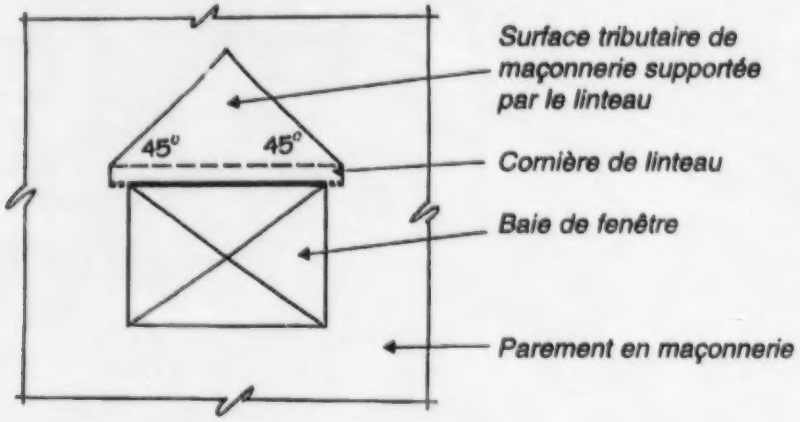


FIGURE 3 - 8
SURFACE TRIBUTAIRE DE MAÇONNERIE SUPPORTÉE PAR UN LINTEAU À CORNIÈRES SÉPARÉES

3.3.2 Linteaux à cornières séparées — Pertes de résistance et conséquences

Un mauvais dimensionnement des linteaux entraînera un flambage et un fléchissement excessif, l'apparition de fissures verticales aux extrémités du linteau ou un transfert de la charge au cadre de la fenêtre.

Si la longueur de la surface d'appui est insuffisante, la brique qui se trouve sous les cornières d'appui pourra perdre de sa capacité portante (fragmentation localisée).

Voir aussi le point 3.21, Corrosion.

3.3.3 Linteaux à cornières d'appui séparées — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Une rigidité insuffisante du linteau peut aussi donner lieu à des fissures verticales aux extrémités du linteau ou à un transfert de la charge au cadre de la fenêtre.

L'augmentation de volume due à la corrosion peut causer une fissuration ou un écaillage de la maçonnerie à l'emplacement des appuis d'extrémité. Voir Grimm[17] pour plus de détails sur l'augmentation de volume liée à la corrosion.

3.4 Joints de mouvement horizontaux et verticaux dans le parement en maçonnerie

3.4.1 Joints de mouvement horizontaux et verticaux dans le parement en maçonnerie — Aptitude au service

Le mouvement relatif des éléments du bâtiment est causé par une déformation élastique et durable sous la charge, l'humidité et les mouvements thermiques.

Ce mouvement peut être entravé ou non. Un mouvement entravé, en partie ou en totalité, produit des contraintes internes dans la maçonnerie et des réactions potentiellement importantes dans les éléments de retenue. Un mouvement non entravé donne lieu à des contraintes internes ou à des réactions négligeables.

3.4.1.1 Fléchissement élastique et durable sous la charge

Ce type de mouvement joue un rôle important dans le raccourcissement observé des ossatures en béton armé sous la charge et le fléchissement des poutres et des dalles en béton armé. Les éléments en acier laminé à chaud affichent une tenue plus stable, car ils subissent un fléchissement moins marqué dans la plage élastique et ne montrent à peu près pas de fléchissement durable par la suite.

Selon Drysdale et Suter[1], un élément en béton (20 MPa) qui supporte une charge en compression de 8 MPa affichera un raccourcissement élastique de 0,4 mm/m et un fluage ultérieur équivalant à 1,5 à 2 fois la déformation élastique initiale.

D'autres chercheurs[19,20] ont observé que dans les éléments en béton armé qui travaillent en flexion, le fléchissement durable ultérieur peut varier entre 2 et 8 fois la déformation élastique initiale. Il est à noter que les systèmes de dalle en porte-à-faux sont particulièrement vulnérables au fléchissement.

3.4.1.2 Mouvements dus à l'humidité

Dans des conditions atmosphériques normales, le béton subit un retrait type de 0,04 à 0,06 mm/m, retrait qui, dans certains cas, peut atteindre 0,10 mm/m. La plus grande partie de ce retrait survient dans les deux mois qui suivent la mise en place du béton, mais ce phénomène se poursuit indéfiniment à un taux décroissant[21].

Dans le cas des éléments de maçonnerie en béton (blocs de béton, ce phénomène pouvant ne pas s'appliquer aux briques de béton), le retrait se situe entre 0,3 et 0,6 mm/m[1,21].

Lorsque les briques d'argile sont retirées du four après cuisson, elles absorbent l'humidité jusqu'à ce que leur teneur en humidité soit en équilibre avec l'humidité de l'air et commencent à subir une augmentation permanente de volume. La plage de dilatation sous l'effet de l'humidité n'est pas bien définie pour les briques canadiennes, mais la dilatation type des briques est estimée à 0,2 mm/m[1,21]. Le taux de dilatation due à l'humidité n'est pas uniforme — il atteint 40 % au cours des trois premiers mois, 50 % pendant la première année et 100 % dans les 60 à 100 ans qui suivent. La dilatation permanente différentielle qui se produit dans un bâtiment dépend du temps écoulé entre la pose et la fabrication des briques.

3.4.1.3 Mouvements thermiques *(tiré de Drysdale et Suter[1])*

La dilatation et le retrait thermique d'un parement en maçonnerie sont calculés en fonction du rapport de la température au moment de la construction aux températures maximale ou minimale.

On recommande d'utiliser les coefficients suivants de dilatation thermique[1] :

Acier	0,012 mm/m/° C
Béton de densité normale	0,011 mm/m/° C
Brique d'argile	0,006 mm/m/° C

Il est à noter que le chauffage solaire (température sol-air) peut étendre considérablement la plage des températures, une température hivernale d'environ -25 ° C pouvant être portée à quelque 65° C pendant l'été dans le cas de briques de couleur sombre.

3.4.1.4 Mouvement horizontal dans les parements en briques d'argile *(tiré de Drysdale et Suter[1])*

Le mouvement horizontal total peut être estimé à l'aide de la formule suivante[1] :

$$\Delta L = [0,2 + 0,006(T_e - T_r)]L$$

où :

ΔL = dilatation totale ou retrait total (une valeur négative indiquant un retrait), en mm
T_e = température maximale ou minimale, en ° C

T_r = température de référence du parement (au moment de la construction), en °C
L = longueur du parement, en m
0,2 = coefficient de dilatation de la brique d'argile sous l'effet de l'humidité
0,006 = coefficient thermique de la brique d'argile

Il faut préciser que les mouvements dus à l'humidité et aux variations de température peuvent s'additionner ou se neutraliser.

Exemples où T_e = 65 à -25° C et L = 10 m

a) Si T_r = 40° C, la dilatation maximale = 4 mm et le retrait maximal = 2 mm.
b) Si T_r = 5° C, la dilatation maximale = 6 mm et le retrait maximal = 0 mm.

On remarquera qu'en a), le retrait maximal sera de 4 mm si la brique est suffisamment vieille au moment de la construction pour ne plus subir de dilatation sous l'effet de l'humidité.

Des recommandations sur les joints de mouvement verticaux réalisés dans les nouvelles constructions sont présentées dans Drysdale et Suter[1] et les notes techniques du BIA[21,23].

3.4.1.5 Mouvement vertical différentiel total

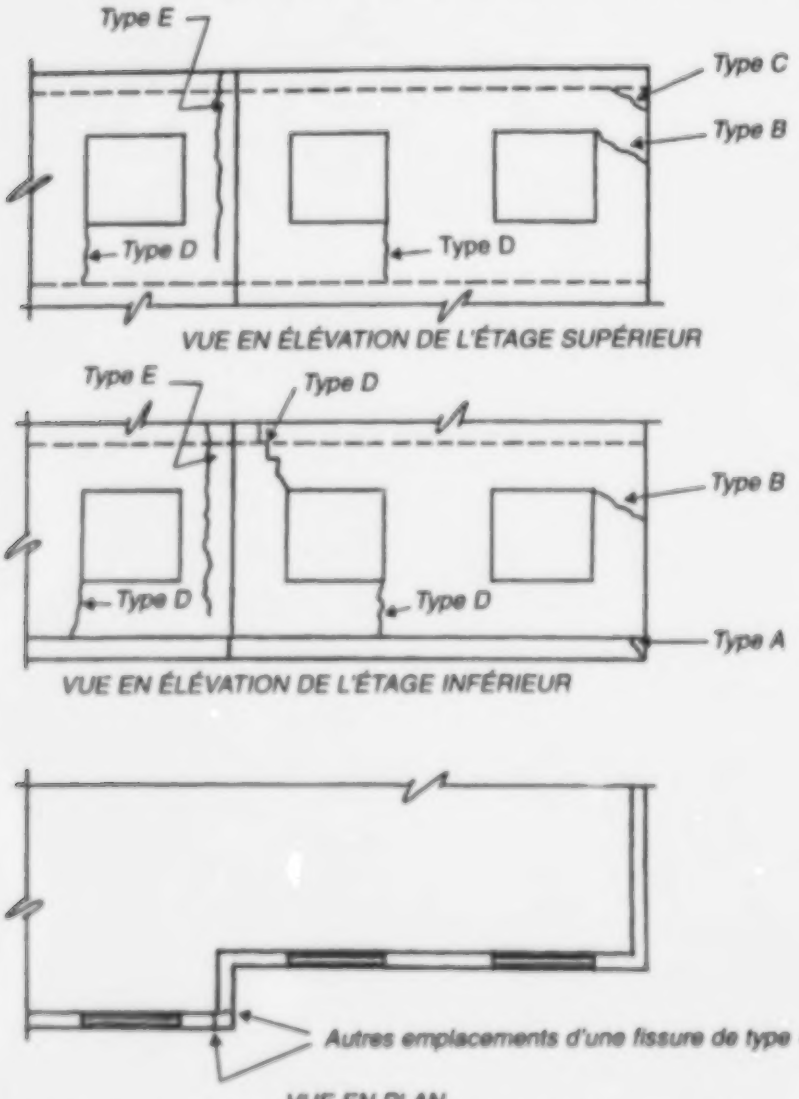
Le mouvement vertical différentiel du parement et de l'ossature du bâtiment s'explique principalement par le raccourcissement de l'ossature sous l'effet des charges et du retrait et de la dilatation du parement due à l'absorption d'humidité, la dilatation étant aggravée par les variations thermiques. Voir aussi les points 3.4.1.1, 3.4.1.2 et 3.4.1.3. Le mouvement différentiel est autorisé par les joints de mouvement (souples) situés sous les cornières d'appui généralement (mais pas toujours) installées à chaque étage.

Drysdale et Suter[1] estiment qu'un joint de mouvement de 10 à 15 mm donne généralement un bon rendement, dans la mesure où un produit d'étanchéité présentant une capacité de déformation cyclique d'environ 25 % a été mis en place. Il est à noter que la largeur du joint visible dans la maçonnerie est égale à la somme de la largeur du joint de mouvement et de l'épaisseur de la cornière d'appui. Voir Fenton et Suter[24], Grimm[17] et les notes techniques du BIA[21] pour plus de renseignements.

3.4.2 Joints de mouvement horizontaux et verticaux dans le parement en maçonnerie — Pertes d'aptitude au service et conséquences

3.4.2.1 **Mouvements horizontaux** (joints de dilatation verticaux inadéquats)

Voir les figures 3 - 9, 3 - 10 et 3 - 11. Pour connaître les pratiques exemplaires quant à l'emplacement et aux détails de construction des joints de mouvement verticaux, voir Drysdale et Suter[1].



Notes : Voir les figures 3 - 10 et 3 - 11 pour les détails des fissures des types « A » à « E »

FIGURE 3 - 9
CONFIGURATION DES FISSURES DUES AUX MOUVEMENTS HORIZONTAUX DANS UN PAREMENT EN MAÇONNERIE (tiré de Drysdale et Suter[1])

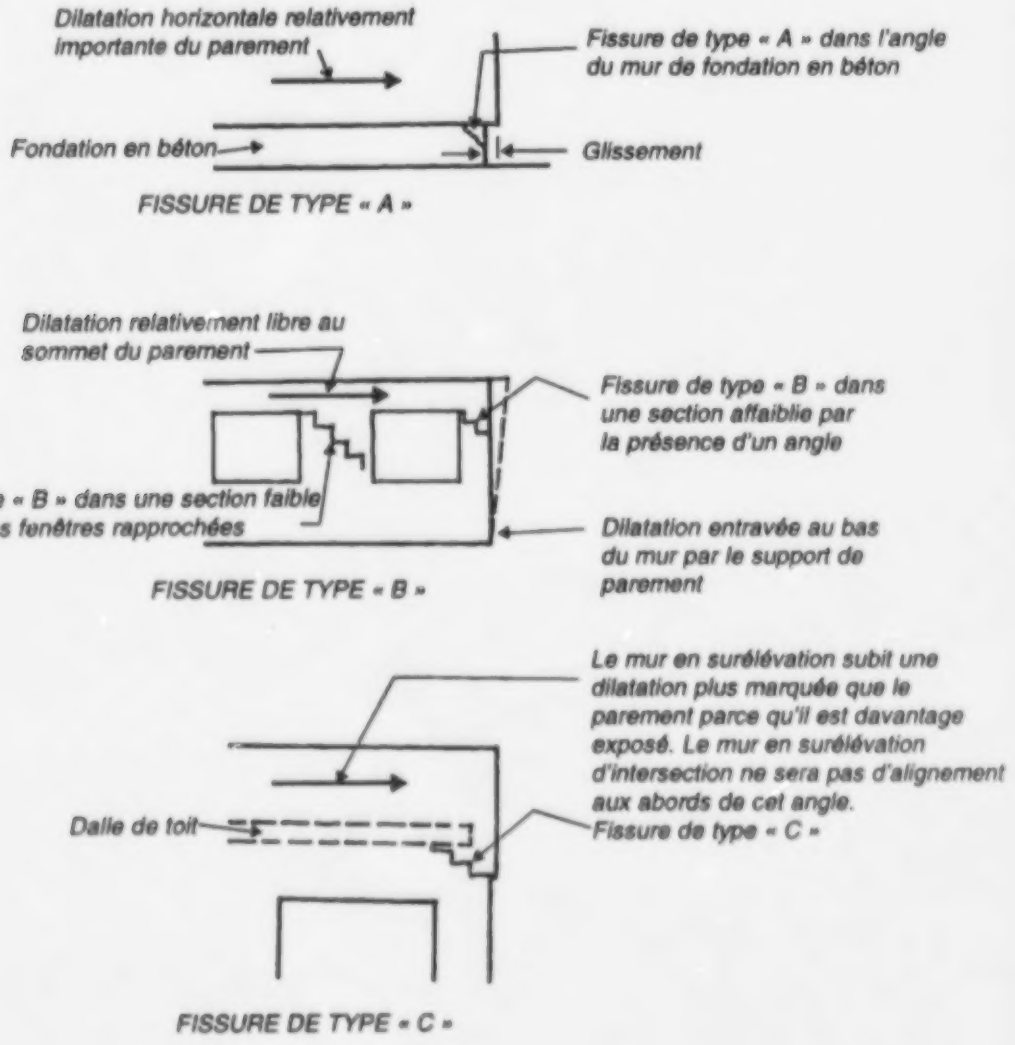


FIGURE 3 - 10
CONFIGURATION DES FISSURES DUES AUX MOUVEMENTS HORIZONTAUX DANS UN PAREMENT EN MAÇONNERIE (tiré de Drysdale et Suter[1])

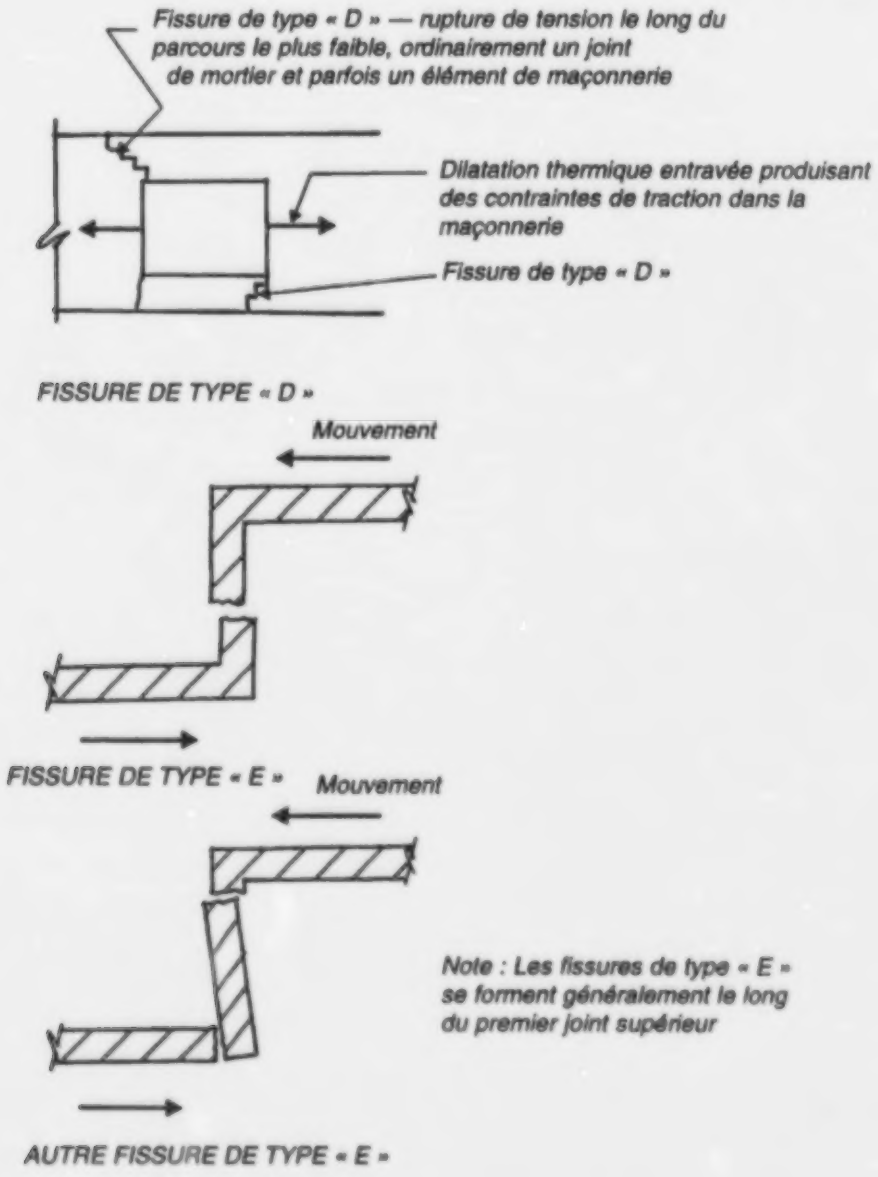


FIGURE 3 - 11
CONFIGURATION DES FISSURES DUES AUX MOUVEMENTS HORIZONTAUX DANS UN PAREMENT EN MAÇONNERIE (tiré de Drysdale et Suter[1])

3.4.2.2 **Mouvements verticaux différentiels** (joints de dilatation horizontaux inadéquats)

L'absence de joints de mouvement sous les cornières d'appui peut déterminer des mouvements importants entre le parement et l'ossature au niveau du toit et de fortes contraintes de compression dans le parement aux étages inférieurs.

Le mouvement au niveau du toit peut compromettre l'intégrité des murs en surélévation et endommager les solins de toit.

De fortes contraintes de compression aux étages inférieurs peuvent entraîner le flambage par compression axiale du parement ou le bombement ou la fragmentation du parement à l'emplacement des cornières d'appui. Selon Fenton et Suter[24], le parement peut se comporter de trois façons différentes selon la largeur de surplomb de la maçonnerie à l'emplacement des cornières. Voir la figure 3 - 12.

Dans la situation A, où le surplomb est peu important, les contraintes de compression qui s'exercent dans la maçonnerie sont concentrées dans le petit joint en mortier situé à l'extrémité de la cornière, ce qui peut causer l'effritement de la maçonnerie.

Dans la situation C, où le surplomb est important, une rotation excessive de la cornière d'appui peut se produire, en particulier si les détails de calage sont inadéquats (voir le point 3.2.2). Cette rotation de la cornière peut donner lieu à un écrasement localisé de la paroi interne du parement ou à une poussée latérale du parement, qui peut à son tour produire un gonflement à l'emplacement de la cornière d'appui ou le flambage de tout le parement. Des agrafes inadéquates ou un mur de fond comportant des poteaux d'ossature trop flexibles peuvent aggraver la situation.

La situation B, où le surplomb est normal, est considérée comme la plus stable. Les contraintes concentrées dans le mortier ne sont pas suffisamment fortes pour produire un effritement, mais le mortier à l'intérieur du joint peut être écrasé, et le joint agit alors comme joint de mouvement partiel.

Voir aussi Suter et Keller[25], qui ont passé en revue des cas où les concepteurs et les entrepreneurs n'ont pas prévu de joints de mouvement horizontaux.

Voir aussi Drysdale[26], qui a évalué la fréquence des joints de mouvement horizontaux spécifiés dans les devis dans le cadre d'une étude sur les habitations multifamiliales.

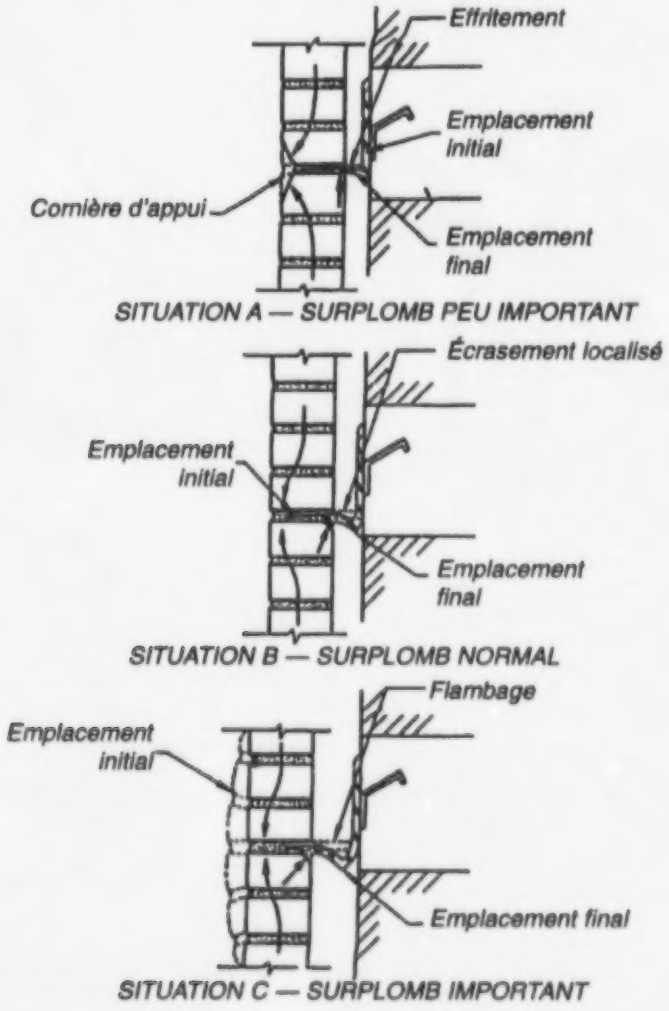
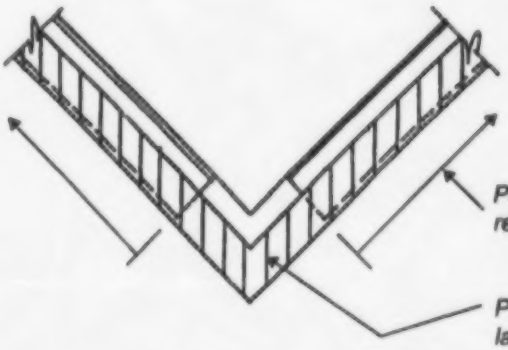


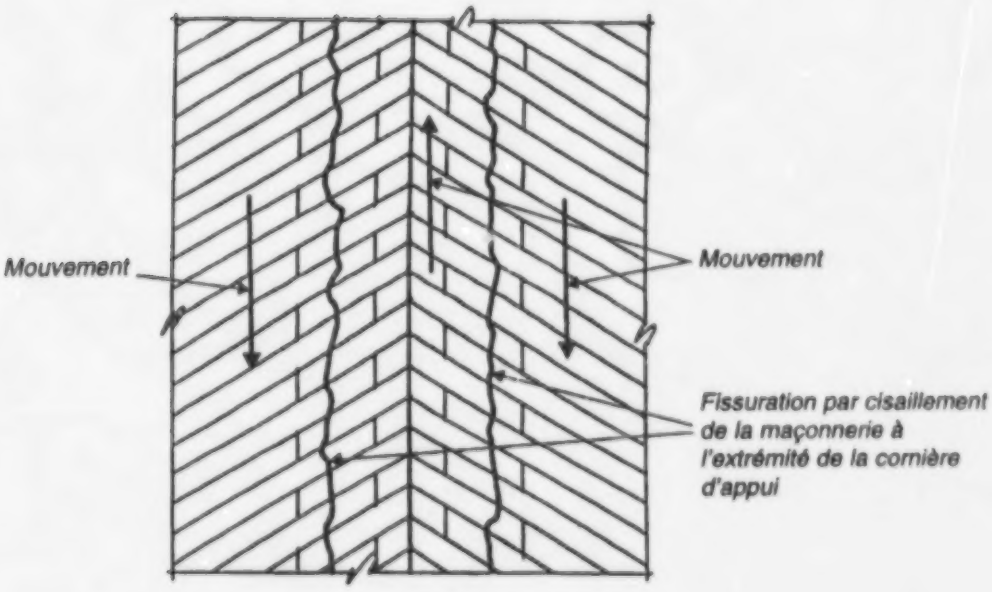
FIGURE 3 - 12
RUPTURE DU PAREMENT DUE À LA PRÉSENCE D'UN SURPLOMB À L'EMPLACEMENT DE LA CORNIÈRE D'APPUI (tiré de Fenton et Suter[24])

3.4.2.3 **Mouvements verticaux différentiels** (cornière d'appui discontinue)

Les bâtiments dans lesquels un joint de mouvement horizontal est réalisé sous la cornière d'appui peuvent montrer un désordre aux endroits où la cornière d'appui est discontinue. Voir la figure 3 - 13.



ANGLE — VUE EN PLAN



ANGLE — VUE EN ÉLÉVATION

FIGURE 3 - 13
FISSURATION VERTICALE AUX ANGLES CAUSÉE PAR LA PRÉSENCE D'UNE CORNIÈRE D'APPUI DISCONTINUE

3.5 Brique et mortier

3.5.1 Brique et mortier — Résistance

3.5.1.1 *Résistance à la flexion*

Dans les systèmes de murs classiques OA/PM, le mur de fond à ossature en acier est réputé supporter la totalité des charges éoliennes et sismiques. Dans cette méthode de calcul, la résistance structurale exigée du parement en maçonnerie est minimale.

Le parement doit toutefois fournir un travail structural important lorsque les agrafes à maçonnerie ou le mur de fond à ossature en acier ne remplissent pas leurs fonctions. Le parement doit afficher une capacité autoportante dans le plan vertical aux endroits où il n'est pas retenu par des agrafes ou encore, dans le plan horizontal (lorsque les conditions limites le permettent) lorsqu'il doit résister à des charges qui ne sont plus supportées par le mur de fond. Ces conditions peuvent être étudiées à l'aide du programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM. Voir le chapitre 4.

3.5.2 Brique et mortier — Pertes de résistance et conséquences

3.5.2.1 *Surplombs*

La norme A371-94[27] limite la portée des surplombs en maçonnerie à 30 mm ou à 1/3 de la largeur de la paroi, selon la valeur la plus faible. Comme les surplombs plus importants présentent un danger, il faut en évaluer le rendement technique et déterminer les contraintes de pression et l'excentricité des contraintes de pression appliquées.

3.5.3 Brique et mortier — Pertes d'aptitude au service et conséquences

3.5.3.1 *Fissuration*

La fissuration d'un parement en maçonnerie peut avoir plusieurs causes :

- perte d'adhérence due à des méthodes de construction déconseillées par temps chaud ou froid[28,29];

perte d'adhérence due à des matériaux de mauvaise qualité — éléments de maçonnerie durs à faible capacité d'aspiration ou mortier à teneur élevée en liant hydraulique;

- fissures de flexion de largeur excessive dues à un mur de fond insuffisamment résistant ou rigide ou à des agrafes manquantes ou inadéquates (voir le point 3.1);

- fissures de dilatation ou de retrait dues à l'absence de joints de rupture verticaux ou horizontaux (ou joints remplis de mortier — voir le point 3.4).

Les fissures qui se forment dans un parement en maçonnerie peuvent favoriser la pénétration de l'humidité dans la cavité murale. La quantité d'eau qui pénètre dans le mur est fonction de la taille des fissures, de la présence d'eau et du degré de pressurisation. Voir le point 3.1.4, Murs OA/PM — Pertes d'aptitude au service et conséquences

3.5.3.2 *Joints de mortier*

Les joints extrudés, raclés ou obliques peuvent favoriser la pénétration de l'eau, car ils ne sont généralement pas fermement tassés sur les éléments de maçonnerie au moment de la construction et tendent à emprisonner l'eau qui s'écoule à la surface du mur. Voir Drysdale et Suter[7], qui donnent des exemples de joints de mortier.

3.5.4 Brique et mortier — Défauts de construction et conséquences

3.5.4.1 *Efflorescence*

L'humidité présente dans la maçonnerie dissout les sels contenus dans la brique et le mortier. Lorsque l'humidité migre vers l'extérieur et s'évapore, les sels dissous se cristallisent et laissent des dépôts blanchâtres (le plus souvent blanchâtres — ces tâches sont parfois verdâtres ou brunâtres, selon la composition des sels présents dans la maçonnerie) à la surface des briques.

Le plus souvent, ces dépôts posent un problème strictement esthétique, mais dans certaines conditions, les sels peuvent se déposer dans les pores, sous la surface des briques. Dans ce cas, la force de cristallisation peut entraîner l'effritement ou la désintégration de la surface des briques. Les briques revêtues d'un enduit sont particulièrement susceptibles de subir une cristallisation interstitielle.

L'efflorescence n'est pas souhaitable, mais elle peut se révéler un précieux outil de diagnostic puisqu'elle indique une humidité excessive dans la brique. Voici quelques-unes des causes courantes de l'efflorescence :

- solins, barrières d'étanchéité et dégagements par rapport au sol absents ou insuffisants (voir le point 3.7);
- système d'étanchéité à l'air inadéquat, situation qui est aggravée par la présence d'humidité excessive à l'intérieur du bâtiment (voir le point 3.10);
- chantepleures ou évents mal conçus, obstrués ou manquants (voir le point 3.5.4.3, Évents et chantepleures);

- calfeutrage inadéquat à l'emplacement des fenêtres, des cornières et des joints de rupture (voir le point 3.20);
- parapets de couronnement inadéquats et sommets des murs exposés aux intempéries (voir le point 3.19);
- compartimentation inadéquate des lames d'air (par exemple, courants verticaux d'air humide pénétrant dans le mur en surélévation, où l'humidité se condense par refroidissement);
- fuites dans le toit;
- fissuration;
- absence de solin à l'emplacement de la cornière d'appui, ce qui favorise l'écoulement de l'eau provenant des chantepleures dans les clés des briques sous-jacentes.

Pour de plus amples renseignements, voir Drysdale et Suter[1], BIA — notes techniques[30,31] et DCC 2[32].

Il est à noter que l'efflorescence qui apparaît souvent sur les bâtiments neufs (efflorescence des bâtiments neufs) finit par disparaître sous l'action de la pluie.

3.5.4.2 *Gel et dégel*

Les briques qui ne présentent pas une résistance suffisante aux cycles de gel et de dégel tendent à subir un effritement superficiel. (Voir le point 3.5.4.3, Évents et chantepleures, pour un exposé sur la formation de lentilles de glace.)

La rupture d'une brique au cours d'un cycle de gel et de dégel dépend de la forme des pores de l'élément, de la vitesse de gel ainsi que du degré de saturation et de l'épaisseur du matériau. Pour qu'il y ait rupture, le degré de saturation de la brique doit se rapprocher de sa capacité limite d'absorption. Les critères couramment utilisés pour déterminer la résistance au gel et au dégel (résistance, absorption, coefficient de saturation) constituent des paramètres de prévision peu fiables[1]. Pour de plus amples renseignements, voir Drysdale et Suter[1] et Suter et Maurenbrecher[33]. Voir le point 3.5.4.1, Efflorescence, pour connaître les sources d'humidité.

Keller[13] a observé que pendant l'hiver, les conditions de saturation étaient quasi continues et que des températures de gel et de dégel régnaient sur la paroi intérieure des parements en maçonnerie. On a souligné que ces conditions risquaient d'entraîner un effritement dû au gel et au dégel (dans le cas des briques susceptibles de subir cette forme de détérioration) qui pourrait passer inaperçu et compromettre l'intégrité structurale des agrafes à maçonnerie.

3.5.4.3 *Évents et chantepleures*

Les chantepleures manquantes, insuffisantes ou obstruées (ordinairement par des bavures de mortier) réduiront la capacité du déflecteur de pluie à évacuer l'eau qui pénètre dans le parement. Ces défaillances peuvent avoir pour conséquences l'accumulation d'eau sur les solins et la pénétration d'eau dans le milieu intérieur du bâtiment, la corrosion des cornières d'appui découlant de l'infiltration d'eau dans les solins et la formation de lentilles de glace derrière la maçonnerie. Ces lentilles de glace peuvent exercer une pression suffisante pour déplacer les éléments de maçonnerie vers l'extérieur.

L'aire combinée des chantepleures et des évents doit répondre aux exigences de pressurisation du déflecteur de pluie. Drysdale et Wilson[5] soutiennent que des chantepleures et des évents de taille courante mis en place aux intervalles normalisés suffisent à assurer une pressurisation acceptable.* Cette conclusion est fondée sur des évents et des chantepleures types et des joints supérieurs ouverts à 800 mm entre axes. Il faut souligner ici que la norme A371[27] n'exige que des chantepleures de 70 mm² à 800 mm entre axes, ce qui correspond à environ 1/10 de l'aire d'un joint supérieur ouvert. La taille et l'espacement des évents sont laissés à la discrétion du concepteur, mais coïncident souvent avec ceux des chantepleures.

Le caractère essentiel des évents ne fait pas l'unanimité. Certains chercheurs en construction estiment que ces éléments jouent un rôle important dans la circulation d'air à l'intérieur de la cavité murale et le processus d'assèchement. D'autres soutiennent que les évents laissent pénétrer des quantités d'eau supplémentaires qu'un assèchement accéléré ne permet pas de neutraliser. Certains détails de construction des évents peuvent contribuer à accroître la pénétration d'eau :

- Les évents situés à proximité des angles du bâtiment exposés au vent laisseront entrer une plus grande quantité d'eau puisque l'eau est alors transportée par un plus fort débit d'air. Voir la figure 3 - 5.
- Les évents dépourvus de lames de protection laisseront entrer de plus grandes quantités d'eau puisqu'aucun dispositif ne fait obstacle à la pluie et à l'eau poussées par le vent et transportées par le flux d'air.
- Les évents situés immédiatement sous les chantepleures peuvent capter l'eau évacuée.
- Certains évents peuvent être mal situés par rapport à l'écoulement de l'eau sur certains éléments spéciaux de la façade du bâtiment.

---

* *Des recherches plus récentes semblent indiquer que l'on ne peut réaliser qu'une pressurisation partielle en raison de la brièveté des rafales de vent.*

3.6 Agrafes à maçonnerie

3.6.1 Agrafes à maçonnerie — Résistance

Voir le point 3.1.1, Murs OA/PM en tant que systèmes — Résistance, pour un exposé sur les charges appliquées sur les agrafes. Voir aussi la norme A370, Éléments de liaison de la maçonnerie, pour connaître l'espacement exigé pour chaque type d'agrafes, et Drysdale et Wilson[35] pour obtenir les résultats d'un programme complet d'essais sur les agrafes à maçonnerie types utilisées dans les murs OA/PM.*

3.6.2 Agrafes à maçonnerie — Pertes de résistance et conséquences

Voir la figure 3 - 14, qui montre une agrafe dont la résistance est réduite par des défauts de construction.

- L'agrafe représentée à la figure 3 - 14 est fixée à la surface d'un revêtement extérieur, à l'emplacement d'un poteau. Certains revêtements, comme les plaques de plâtre, se décomposeront en présence d'humidité ou de charges cycliques, ce qui réduira la capacité des agrafes à transmettre les charges de compression aux poteaux. Pour de plus amples renseignements, voir Drysdale et Wilson[35]. Ces chercheurs ont étudié ces effets sur des revêtements extérieurs constitués d'une plaque de plâtre et d'un panneau de polystyrène de 38 mm.
- L'agrafe est maintenue en place au moyen d'une vis pour tôle travaillant en arrachement, ce qui constitue un assemblage plutôt faible. Une vis pour tôle qui travaille en arrachement possède environ la moitié de la résistance d'une vis qui travaille en cisaillement.
- La vis pour tôle est située à un endroit où il y a risque de condensation et donc de corrosion. La corrosion réduirait considérablement la résistance de la vis.
- La résistance (et la rigidité) de l'agrafe peut être sensiblement réduite lorsque le crochet métallique atteint les limites extrêmes de sa plage d'ajustement.
- La distance qui sépare la vis pour tôle de l'aile horizontale du connecteur peut être excessive, ce qui réduit la résistance (et la rigidité) de l'agrafe lorsque celle-ci travaille en traction. Il est à noter que les agrafes nervurées sont particulièrement sensibles à cette excentricité, et la norme A370-94[34] exige que cette distance ne dépasse pas 6 mm.

Il arrive souvent qu'au moment de l'installation, on imprime un fort grand rayon de courbure à certains types d'agrafes (les agrafes nervurées, par exemple) qui ont une capacité d'ajustement très faible, voire nulle, pour en augmenter la capacité de déplacement vertical. Ces forts rayons de courbure réduiront de beaucoup la résistance de l'agrafe.

---

* *Les valeurs de rigidité des agrafes consignées dans le rapport de Drysdale et Wilson ont été enregistrées dans une base de données qui fait partie du programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM. Consulter le manuel de référence de l'utilisateur, qui forme une publication distincte.*

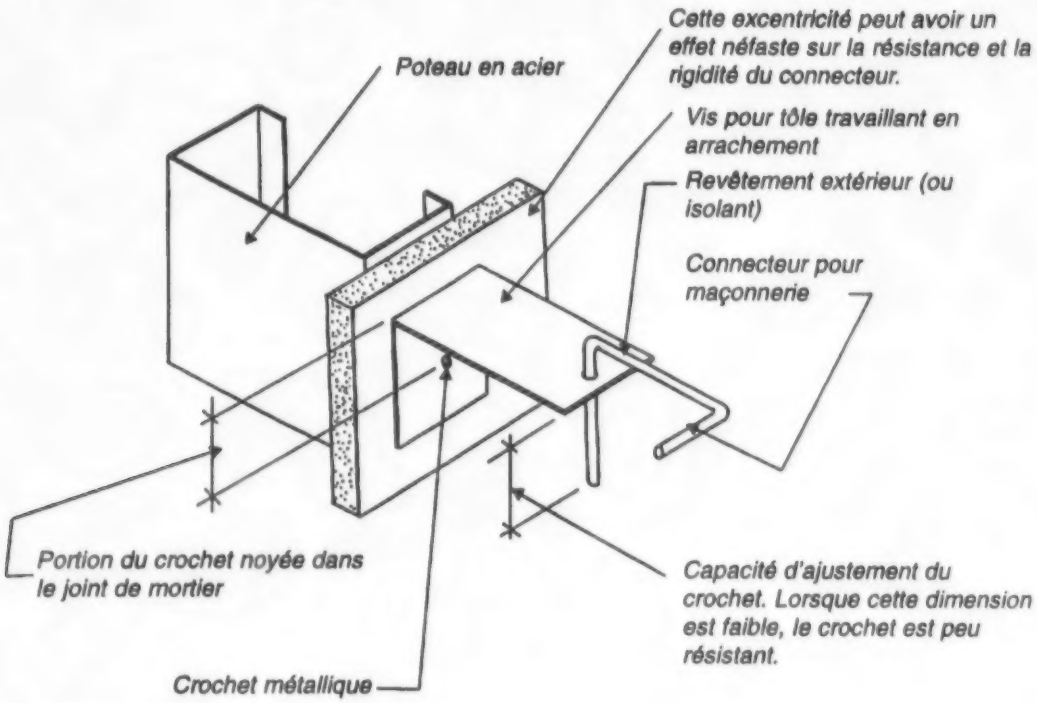


FIGURE 3 - 14
EXEMPLE D'AGRAFE PRÉSENTANT DIFFÉRENTS DÉFAUTS DE CONCEPTION

La résistance de l'agrafe est en outre fonction de son épaisseur d'enrobage dans le mortier. La norme A371-94[27] renferme des exigences d'enrobage pour divers types d'agrafes. Drysdale et Suter[1] ont observé que la méthode qui consiste à placer directement une agrafe sur le dessus d'un élément de maçonnerie, sans lit de mortier sous-jacent, peut réduire la résistance de l'agrafe.

Un mur OA/PM liaisonné au moyen d'agrafes forme un système hautement hyperstatique, de sorte que la défaillance ou l'absence d'une seule agrafe n'a pas vraiment de conséquences. Cependant, l'absence ou la rupture d'un nombre suffisant d'agrafes pourront avoir des conséquences allant d'un mouvement excessif (voir le point suivant, Aptitude au service) à l'effondrement du parement.

Voir le point 3.8, Lames d'air, pour un exposé sur l'effet de l'épaisseur de la lame d'air sur la résistance des agrafes.

Voir le point 3.21, Corrosion. Il faut souligner que les agrafes sont situées dans un milieu particulièrement corrosif, puisqu'elles sont exposées à des mouillages fréquents et à des sels. Keller[15] a remarqué que pendant certains mois, la cavité murale est presque toujours humide. La méthode qui consiste à utiliser des chlorures comme accélérateurs de prise dans le mortier et qui a été largement employée dans le passé peut accélérer considérablement la corrosion de la partie noyée de l'agrafe. On a également observé la présence de chlorures aéroportés après exposition à l'air marin ou aux sels de déglaçage utilisés pendant l'hiver dans les zones urbaines.

3.6.3 Agrafes à maçonnerie — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Des agrafes souples produiront des fissures de flexion importantes dans le parement et augmenteront le risque de pénétration d'eau. Voir le point 3.1.3, Murs OA/PM en tant que systèmes — Aptitude au service.

3.6.4 Agrafes à maçonnerie — Défauts de construction et conséquences

Les bavures de mortier qui se déposent sur les agrafes peuvent former un pont d'humidité entre le parement en maçonnerie et le mur de fond à ossature en acier. Le mur de fond risque davantage d'être endommagé par l'humidité si les points de pénétration des agrafes du système d'imperméabilisation extérieur dans le mur de fond ne sont pas correctement étanchéisés. (Les bavures de mortier peuvent aussi augmenter la durée de mouillage des agrafes et en accélérer la corrosion.)

L'effet de pont thermique produit par les agrafes à maçonnerie est négligeable. Drysdale et Kluge[9] ont observé que, pendant l'hiver, la température des poteaux ne baissait que d'environ 5 % lorsqu'on utilisait des agrafes de type enveloppant.

3.7 Solins

3.7.1 Caractéristiques de construction

Les solins servent à acheminer l'eau qui pénètre dans la cavité murale vers les chantepleures mises en place dans la maçonnerie. Il faut installer des solins à tous les endroits qui marquent une interruption dans le mur, notamment à l'emplacement des linteaux et des appuis de fenêtre, des linteaux et des seuils de porte, des évents à lames et des supports de cornière d'appui.

3.7.2 Défauts de construction et conséquences

La présence de solins inadéquats peut entraîner la corrosion prématurée des cornières d'appui, la migration de l'humidité dans le mur de fond, la migration de

l'humidité et la formation subséquente d'efflorescence ou des problèmes de gel et de dégel dans la brique sous-jacente.

Voici quelques-uns des défauts les plus courants des solins :

- solins manquants à l'emplacement des cornières d'appui, des murs de fondation, des linteaux, montants et appuis de fenêtres, des linteaux et seuils de porte et d'autres ouvertures pratiquées dans le mur;
- matériau des solins endommagé par un usage abusif au moment de la construction, par le vent avant la mise en place des briques, par les boulons d'ancrage des cornières d'appui et par les dispositifs de fixation des cadres de fenêtres;
- chevauchements insuffisants ou mal scellés;
- absence de dispositifs de retenu d'extrémité (qui doivent être installés aux endroits qui marquent une interruption dans les solins, par exemple à l'extrémité d'un linteau de fenêtre, pour que l'eau qui s'écoule le long du solin soit dirigée vers l'extérieur et n'atteigne pas le mur sous-jacent);
- absence de pente positive vers l'extérieur;
- certains matériaux qui entrent dans la fabrication des solins sont de mauvaise qualité. Ils sont facilement endommagés par le vent ou par la mise en place du parement en brique et peuvent ne pas se prêter à la réalisation d'un larmier se prolongeant au-delà de la surface de la maçonnerie parce qu'ils sont sensibles au rayonnement UV ou qu'ils ne sont pas suffisamment rigides pour conserver une forme façonnée. Parmi les matériaux de solin douteux, mentionnons le feutre imprégné de bitume, les feuilles de polyéthylène de 0,15 mm, les feuilles de cuivre de calibre 30 fixées par laminage sur du feutre ou du papier kraft et les feuilles de PVC non renforcé de moins de 0,70 mm[16];
- les solins de faible épaisseur en PVC peuvent, par suite d'une migration des plastifiants, subir une fragilisation prématurée deux ans après leur mise en place, en particulier s'ils sont soumis à des contraintes;
- les solins qui ne se prolongent pas au-delà de la paroi de maçonnerie (voir la figure 3 - 15) favorisent l'écoulement de l'eau dans les clés des briques sous-jacentes (problèmes potentiels de gel-dégel);
- l'eau peut refluer sous le solin, s'accumuler sur la cornière d'appui et corroder celle-ci. Il faut utiliser un raidisseur et un produit d'étanchéité efficaces pour empêcher l'eau de refluer à l'intérieur;
- absence de solins derrière le revêtement extérieur, ce qui favorise l'infiltration d'eau dans le mur de fond ou son accumulation sur la cornière d'appui. Voir la figure 3 - 15.

Voir aussi Drysdale[17], qui a dressé une liste des défauts courants des solins dans le cadre d'une étude sur les habitations unifamiliales.

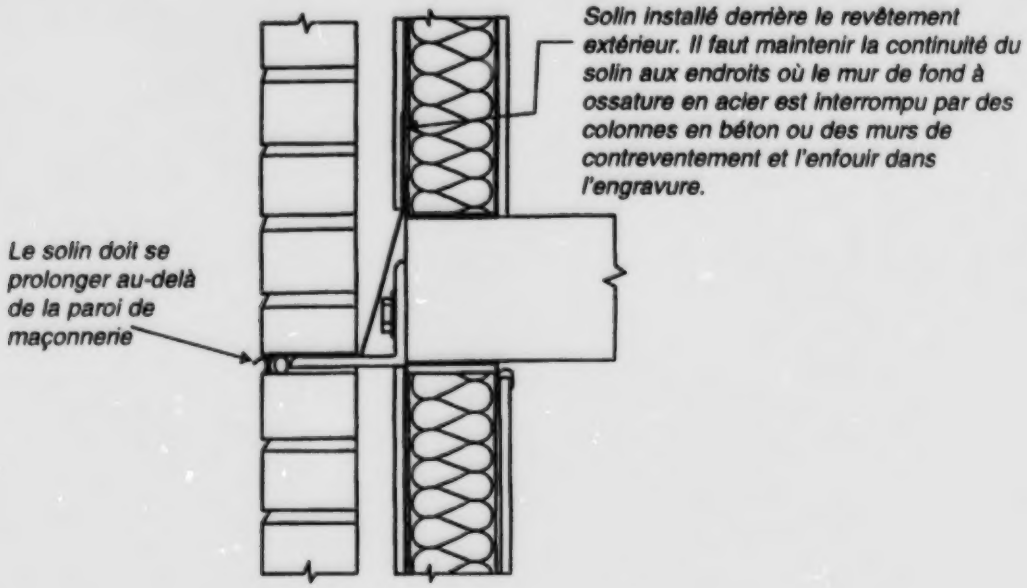


FIGURE 3 - 15
DÉTAIL D'UN SOLIN CORRECTEMENT RÉALISÉ À L'EMPLACEMENT D'UNE CORNIÈRE

3.8 Lames d'air

3.8.1 Lames d'air — Pertes de résistance et conséquences

Dans le passé, les murs comportaient une lame d'air nominale de 25 mm. (La pratique exemplaire actuelle consiste à prévoir une lame d'air de 50 mm.)

Dans les bâtiments achevés, on peut observer à intervalles réguliers des variations d'épaisseur de la lame d'air aux endroits où l'ossature pose des problèmes de tolérance dimensionnelle. Dans le cadre d'une étude sur le terrain menée au Canada sur 8 ossatures, Keller[38] a remarqué que les lames d'air variaient de 6 à 64 mm.

Des lames d'air trop épaisses peuvent avoir une incidence structurale puisqu'elles tendent à réduire la résistance des agrafes à maçonnerie. Les agrafes sont moins résistantes au gauchissement à cause de cette longueur supplémentaire ou à l'extraction du joint de mortier puisque la profondeur d'enrobage n'est alors pas suffisante.

Il faut souligner que la présence combinée de lames d'air de faible épaisseur et de ponts de mortier qui prennent appui sur le mur de fond peuvent offrir un avantage structural lorsque la résistance à la compression des agrafes à maçonnerie est insuffisante. Les ponts de mortier peuvent fournir une voie de contrainte de remplacement.

3.8.2 Lames d'air — Défauts de construction et conséquences

Voir le point 3.8.1 ci-dessus pour un exposé sur les variations d'épaisseur des lames d'air.

Lorsque la lame d'air est mince, l'eau peut traverser la cavité murale et atteindre le mur de fond. Les ponts de mortier qui se forment à l'emplacement des joints et les bavures de mortier qui se déposent sur les agrafes et s'accumulent au fond de la cavité constituent des voies potentielles de migration de l'humidité.*

Lorsque les pressions éoliennes fluctuent et que la lame d'air est épaisse, il peut être nécessaire d'augmenter la circulation d'air par les évents et les chantepleures du parement pour arriver à égaliser les pressions. Cet effet est moins important que ceux qui sont produits par la présence d'un système d'étanchéité à l'air qui fuit ou l'absence de déflecteurs verticaux bloquant l'écoulement d'air horizontal dans la cavité murale.

3.9 Isolant extérieur et revêtement extérieur

3.9.1 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Pertes de résistance et conséquences

Les isolants extérieurs rigides et les revêtements extérieurs, comme les cloisons sèches, peuvent former des systèmes d'étanchéité à l'air fortuits ou intentionnels. Dans les deux cas, ils subissent de fortes pressions éoliennes. Voir Morrison et Hershfield[39] et le point 3.10. Une résistance insuffisante peut avoir pour conséquences la rupture en flexion du revêtement ou de l'isolant ou, ce qui est plus fréquent, l'enfoncement des fixations.

Pour un exposé sur les plaques de plâtre extérieures utilisées pour contreventer les poteaux, voir les points 3.13 et 3.14.

---

* *Deux des bâtiments étudiés par Keller[38] ont également été évalués par l'auteur. Environ 50 % de la longueur utile des joints de mortier traversaient la lame d'air, le mortier entrant en contact avec le revêtement du mur de fond à ossature en acier.*

3.9.2 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Certains fabricants de poteaux ont toujours allégué que l'action combinée d'un revêtement extérieur et d'un revêtement intérieur en plaques de plâtre s'allie à celle des poteaux d'acier pour augmenter la rigidité du système et réduire les fléchissements. Ce principe de calcul n'est pas valable parce que cet effet combiné est largement neutralisé par les charges cycliques et le mouillage[1.40].

3.9.3 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Caractéristiques de construction

L'isolant extérieur permet de maintenir les éléments métalliques au-dessus du point de rosée et de réduire au minimum la formation de condensation sur la paroi intérieure du revêtement extérieur. Voir le point 3.1.5.2, Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique.

Le revêtement extérieur agit aussi comme dernière barrière contre l'eau qui traverse la cavité.

3.9.4 Isolant extérieur et revêtement extérieur — Défauts de construction et conséquences

Les points de chevauchement du revêtement extérieur et les points de pénétration des agrafes sont des emplacements particulièrement propices à la pénétration d'eau dans le mur de fond. Certains chercheurs en construction ont avancé qu'il est peu probable que l'eau atteigne le mur de fond si la cavité murale est suffisamment profonde et ne renferme que peu de ponts de mortier et qu'il est préférable que le revêtement extérieur comporte un certain nombre de pénétrations, car celles-ci permettent l'assèchement du mur de fond en cas de condensation dans les espaces entre poteaux. Lorsque le système d'imperméabilisation ne recouvre pas le solin, l'eau peut pénétrer dans le mur de fond. Voir la figure 3 - 15.

L'absence d'isolant extérieur ou la présence d'isolant inadéquat peuvent avoir les conséquences suivantes :

- formation de condensation sur les éléments en acier et corrosion de ces éléments (voir le point 3.21, Corrosion);
- formation de condensation sur la paroi interne du revêtement extérieur. Certains revêtements, comme les plaques de plâtre, ont une résistance limitée à un mouillage répété et peuvent se décomposer;
- formation de condensation dans l'isolant en matelas et problèmes connexes de moisissure;
- formation de condensation sur le revêtement extérieur et dans l'isolant en matelas, écoulement potentiel de l'eau de condensation sur la lisse basse et corrosion de cet élément;

- formation de poudrage (ou dans les cas extrêmes, de condensation) sur la plaque de plâtre intérieure. La NAHB[47] a observé que des écarts de température d'à peine 2,2 à 2,8° C sur une plaque de plâtre intérieure suffisent à produire du poudrage à l'emplacement des poteaux.

Voici quelques-uns des défauts les plus souvent observés dans l'isolant :
- absence d'isolant ou isolant d'épaisseur insuffisante;
- l'isolant doit se prolonger au-delà du plancher pour réduire au minimum la formation de ponts thermiques à l'emplacement de la dalle ou de la cornière d'appui;
- isolant décollé du mur de fond, de sorte que la circulation d'air froid du côté chaud de l'isolant risque de causer un court-circuit thermique.

Il est à noter que les isolants extérieurs rigides et les revêtements extérieurs peuvent former un système fortuit d'étanchéité à l'air et à la vapeur et empêcher l'assèchement du mur de fond.

3.10 Systèmes d'étanchéité à l'air et pare-vapeur

3.10.1 Survol

Le comportement des systèmes d'étanchéité à l'air et des pare-vapeur étant décrit en détail dans les documents de référence[8,9,12,13,39,42-52], on n'en donnera ici qu'un bref aperçu.

Un système d'étanchéité à l'air doit répondre à quatre exigences :
- faible perméabilité à l'air;
- résistance suffisante aux effets des pressions éoliennes et des pressions internes;
- durabilité assurée pendant toute la vie utile du bâtiment;
- pose ininterrompue sur toutes les faces du bâtiment.

En théorie, un système d'étanchéité à l'air peut être situé du côté froid ou du côté chaud du mur de fond. Dans les bâtiments où un système d'étanchéité a été envisagé, c'est la plaque de plâtre intérieure qui remplit le plus souvent cette fonction. Il arrive parfois qu'on utilise à cette fin le revêtement et l'isolant extérieur ou le revêtement extérieur combiné à une membrane d'étanchéité à l'air. Voir Drysdale[37] pour connaître les systèmes d'étanchéité à l'air les plus souvent spécifiés, selon une étude menée sur les habitations multifamiliales.

Les différences de pression qui favorisent les fuites d'air (exfiltration ou infiltration) sont dues au vent, à l'effet de cheminée et à l'égalisation des pressions. Dans un climat froid, l'exfiltration est le problème de construction le plus grave; ce phénomène survient en l'absence de vent ou lorsque la pression éolienne vient s'ajouter aux pressions permanentes d'exfiltration associées à l'effet de cheminée et à la pressurisation mécanique.

3.10.2 Système d'étanchéité à l'air et pare-vapeur — Résistance

Voir le point 3.10.1, Survol.

Les systèmes d'étanchéité à l'air sont généralement conçus pour résister à la totalité des charges éoliennes qui s'exercent sur le mur d'un bâtiment. Certains chercheurs[39] estiment toutefois que les pressions produites par l'effet de cheminée et par la pressurisation mécanique doivent être ajoutées aux pressions éoliennes.

Les pare-vapeur ne sont exposés qu'à de très faibles différences de pression (pourvu qu'il ne s'agisse pas de pare-vapeur fortuits), qui n'ont que peu d'incidences structurales.

3.10.3 Systèmes d'étanchéité à l'air et pare-vapeur — Pertes de résistance et conséquences

Lorsqu'on utilise la plaque de plâtre intérieure comme système d'étanchéité à l'air, il faut s'assurer que cet élément possède une résistance et une capacité autoportante suffisantes entre poteaux et peut supporter les charges éoliennes de calcul. Des études et des essais montrent que les ruptures surviennent à l'emplacement des fixations lorsque les têtes des vis pour plaques de plâtre traversent le panneau ou que le panneau lui-même subit des ruptures de flexion.

Les ruptures de flexion sont caractérisées par une délamination et un déchirement du papier et la formation d'une fissure dans toute l'épaisseur de la plaque de plâtre. Ces ruptures peuvent se produire à l'emplacement des poteaux ou entre les poteaux. Il faut souligner que les plaques de plâtre résistent mieux à la flexion dans le sens de la longueur que dans le sens de la largeur. Par conséquent, un panneau posé à l'horizontale offrira une très bonne résistance dans les cas où la flexion est le principal mécanisme de défaillance.

Le revêtement, ou l'isolant extérieur, est soumis aux mêmes mécanismes de rupture que les plaques de plâtre intérieures. Voir Morrison et Hershfield[39].

Les membrances pare-air peuvent être appliquées sur le revêtement extérieur (à la truelle, au chalumeau ou collées) et sont susceptibles de subir des ruptures par perte d'adhérence sous l'effet du vent.

Dans certains bâtiments, pour des raisons fortuites ou conceptuelles, le pare-air principal est le pare-vapeur en polyéthylène qui, s'il n'est pas soutenu des deux côtés, n'a pas la résistance nécessaire pour remplir cette fonction. Les ruptures se produisent généralement aux points de chevauchement et à l'emplacement des assemblages aux autres éléments du système d'étanchéité à l'air.

Il est à noter que plus le taux de fuite d'un système d'étanchéité à l'air est faible, plus ce système devra résister à de fortes charges.

3.10.4 Systèmes d'étanchéité à l'air et pare-vapeur — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Certains pare-air (comme le polyéthylène) déjà peu résistants subissent en outre des déformations considérables lorsqu'ils sont soumis aux pressions éoliennes. Ces déformations ont un effet nuisible sur la pressurisation du mur.

Les pare-air sont aussi exposés aux pressions continues, quoique plus faibles, produites par l'effet de cheminée et la pressurisation mécanique. Ces pressions continues peuvent avoir un effet nuisible sur les matériaux d'étanchéité à l'air, qui risquent de subir des déformations de fluage.

Les pare-air peuvent également subir des déformations localisées importantes à l'emplacement des joints de mouvement. Ainsi, lorsqu'on met en place les poteaux en acier, on réalise ordinairement un joint de mouvement au sommet de l'ossature pour que les fléchissements de la dalle n'imposent de charge axiale aux poteaux. Dans une étanchéité à l'air constituée par les plaques de plâtre intérieures, il faut prévoir certains détails de construction pour permettre ce mouvement. Voir la figure 3 - 19, qui montre les détails intérieurs et extérieurs de la sablière extérieure.

3.10.5 Pare-air et pare-vapeur — Caractéristiques de construction

Voir le point 3.10.1, Survol.

Selon Drysdale et Suter[7], on confond depuis longtemps les rôles pourtant distincts que jouent les pare-air et les pare-vapeur. Les pare-vapeur sont conçus pour faire obstacle à la migration de la vapeur d'eau à travers les matériaux tandis que les pare-air ont pour fonction de freiner l'écoulement d'air à travers le mur. Voir aussi Quirouette[43].

Drysdale et Suter[7] soutiennent qu'on peut difficilement s'assurer que l'un et l'autre système ne remplissent qu'une seule fonction. Il semble donc que de nombreux murs renferment essentiellement deux membranes. En pratique, cela signifie que l'humidité pourrait être emprisonnée entre les deux membranes.

3.10.6 Pare-air et pare-vapeur — Défauts de construction et conséquences

Lorsqu'un pare-air fuit, de forts volumes d'eau et d'humidité peuvent pénétrer dans le mur de fond9. Il peut en résulter de la condensation et des problèmes d'humidité, en particulier lorsque les températures qui règnent dans l'espace entre poteaux tombent sous le point de rosée. Voir le point 3.1.5.2, Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique. Les membranes d'étanchéité à l'air qui fuient peuvent aussi donner lieu à un taux élevé d'humidité et de condensation dans la cavité murale.

Les fuites sont ordinairement observées aux endroits suivants :

- à l'emplacement des joints mal exécutés dans les éléments de la membranes d'étanchéité à l'air;
- à l'emplacement des interfaces inadéquates avec les éléments de l'étanchéité à l'air (à la jonction des fenêtres, des dalles en béton et des murs de contreventement, par exemple);
- à l'emplacement des discontinuités du pare-air dans des espaces dissimulés (par exemple, aux endroits où la plaque de plâtre intérieure qui fait office d'étanchéité à l'air est interrompue par une plaque de plâtre d'intersection, derrière les radiateurs, derrière les armoires, au-dessus des plafonds suspendus);
- aux points de pénétration du pare-air (par exemple, les agrafes à maçonnerie qui traversent une membrane d'étanchéité à l'air extérieure ou un boîtier de sortie électrique qui traverse une membrane d'étanchéité intérieure)

La condensation produite par une membrane d'étanchéité à l'air qui fuit peut avoir les conséquences suivantes :

- corrosion des éléments en acier — par exemple, les éléments d'ossature en acier et les fixations utilisées dans l'espace entre poteaux et les agrafes à maçonnerie situées dans la cavité murale (voir le point 3.21, Corrosion);
- mouillage et détérioration du revêtement intérieur ou extérieur;
- mouillage et détérioration de l'isolant en matelas et problèmes connexes de moisissure;
- écoulement de l'humidité accumulée sur le revêtement extérieur et dans l'isolant en matelas sur la lisse basse et corrosion de cet élément (voir le point 3.21, Corrosion);
- condensation sur la face antérieure de la brique entraînant un effritement lors des cycles de gel et de dégel. Voir le point 3.5.4.2;
- efflorescence sur la face extérieure de la brique. Voir le point 3.5.4.1.

Autres symptômes liés à une étanchéité à l'air qui fuit :

- accumulation de particules de poussière dans l'isolant en matelas (filtrat des exfiltrations d'air);
- courants d'air froid pendant les périodes d'infiltration d'air extérieur (pression éolienne positive).

On remarquera que la présence d'un pare-air et d'un pare-vapeur fortuit du côté extérieur de l'espace entre poteaux peut réduire considérablement la capacité d'assèchement du mur de fond. Voici ce que disent Drysdale et Suter[7] à ce propos :

« Les essais, les analyses et les études sur le terrain ont tous indiqué que la masse d'eau susceptible d'être transportée dans un mur par une fuite d'air, même minuscule, est de plusieurs ordres de grandeur supérieure à la quantité d'eau qui traverse un mur par diffusion. Il est donc peu probable qu'après condensation de l'humidité aéroportée un volume suffisant d'eau puisse être évacué par transmission de la vapeur d'eau à l'extérieur. En fait, l'assèchement est davantage susceptible d'être assuré par la circulation d'air sec dans le mur, quelles que soient les conditions météorologiques. »

Le principe selon lequel on pourrait utiliser des pare-vapeur extérieurs dans la mesure où ceux-ci possèdent une perméabilité adéquate à la vapeur d'eau doit être appliqué avec la plus grande prudence.

Il faut souligner que des perforations relativement importantes dans le pare-vapeur n'auront pas de conséquences parce que la quantité d'humidité transportée par diffusion de la vapeur d'eau est de beaucoup inférieure à la quantité transportée par le flux d'air à travers le pare-air.

3.11 Isolation de l'espace entre poteaux

3.11.1 Isolation de l'espace entre poteaux — Caractéristiques de construction

On place un isolant entre les poteaux de l'ossature pour améliorer la valeur de résistance thermique du mur sans augmenter l'épaisseur totale de cet élément.

3.11.2 Isolation de l'espace entre poteaux — Défauts de construction et conséquences

La présence d'isolant dans l'espace entre poteaux a pour effet de modifier le profil thermique du mur de telle manière que le point de rosée pourrait être déplacé vers cet espace. Voir le point 3.1.5.2, Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique. Il faut poser un isolant extérieur pour ramener le point de rosée vers l'extérieur.

Le rendement thermique de l'isolant placé dans l'espace entre poteaux peut être réduit par la présence de brèches. Ces brèches sont formées lorsque le matelas est affaissé, qu'il n'est pas suffisamment épais pour remplir tout l'espace entre poteaux ou qu'il n'est pas assez large pour remplir l'intérieur du profilé. Il est à noter que les matelas conçus pour les bâtiments à ossature en bois sont calculés en fonction de la distance intérieure libre entre poteaux tandis que les matelas conçus pour les bâtiments à ossature en acier sont plus larges, et leurs dimensions correspondant ordinairement à l'espacement entre axes des poteaux.

3.12 Revêtement intérieur

3.12.1 Revêtement intérieur — Pertes de résistance et conséquences

Les revêtements intérieurs rigides, comme les plaques de plâtre, peuvent constituer un pare-air fortuit ou délibéré. Dans les deux cas, ces revêtements sont exposés à des pressions éoliennes importantes. Voir Morrison et Hershfield[39] et le point 3.10. Une résistance insuffisante a pour conséquences une rupture en flexion du revêtement ou de l'isolant ou, ce qui est plus fréquent, le relèvement des fixations.

Pour un exposé sur l'utilisation des plaques de plâtre comme contreventement structural des poteaux, voir les points 3.13 et 3.14.

3.12.2 Revêtement intérieur — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Voir le point 3.9.2.

3.12.3 Revêtement intérieur — Caractéristiques de construction

Le revêtement intérieur est couramment utilisé comme principal élément du pare-air. Voir le point 3.10, pare-air.

3.12.4 Revêtement intérieur — Défauts de construction et conséquences

Voir le point 3.10, Pare-air et pare-vapeur.

3.13 Poteaux types

3.13.1 Poteaux types — Résistance

Les poteaux sont des éléments structuraux à portée indépendante qui travaillent en flexion et relient verticalement les dalles. Ils sont soumis aux charges éoliennes qui leur sont transmises par les agrafes à maçonnerie ou les pare-air fixés aux éléments d'ossature. Ces charges éoliennes étant généralement excentrées par rapport au centre de cisaillement des poteaux, ceux-ci subissent une torsion. On utilise un contreventement secondaire pour contrer l'effort de torsion de la charge et la tendance au flambage latéral des poteaux.

Voir ICATABI[2] pour un exposé détaillé sur la tenue structurale des poteaux et l'annexe B pour connaître la configuration et la géométrie transversale des poteaux. Voir aussi le point 3.1, Murs OA/PM en tant que systèmes, et le point 3.14, Contreventement.

3.13.2 Poteaux types — Pertes de résistance et conséquences

La résistance d'un poteau est fonction de l'épaisseur du matériau, de la géométrie du profilé (profondeur, aile, bord, rayon de courbure intérieur et taille et espacement des évidements), de la limite élastique du matériau et du contreventement secondaire.

Une résistance insuffisante à la flexion entraînera une rupture à mi-portée, généralement caractérisée par une torsion et un flambage localisé à proximité d'un évidement d'âme. Cette forme de rupture présente un danger, car elle peut provoquer l'effondrement de tout le mur.

Une résistance insuffisante au flambage d'âme donnera lieu à une rupture localisée dans le rayon de courbure, à l'intersection de l'âme et de l'aile. Cette rupture peut aussi se produire aux extrémités du poteau par suite d'une réaction à la jonction de la lisse basse ou de la sablière ou le long du poteau à une forte charge localisée exercée par certains types d'agrafes à maçonnerie. La résistance au flambage d'âme est considérablement réduite si un évidement est situé trop près d'une extrémité — dans l'industrie, on recommande de maintenir une distance minimale de 300 mm entre l'axe longitudinal du dernier évidement et l'extrémité du poteau. Les ruptures de flambage d'âme aux extrémités sont peu susceptibles d'entraîner l'effondrement de tout le mur, mais celles qui surviennent le long du poteau interagissent avec un moment qui peut causer une rupture prématurée en flexion.

En l'absence d'un contreventement secondaire capable d'entraver l'effort de torsion, les poteaux subiront une rupture prématurée en torsion-flexion. Pour un exposé plus détaillé sur les systèmes d'entrave de l'effort de torsion, voir ICTAB[2] et les points 3.15, Lisse basse, 3.16, Sablières et 3.14, Contreventement.

La résistance à la flexion des poteaux peut être réduite par des dommages localisés, Ainsi, un enfoncement du produit (de l'ordre de 2 à 4 fois l'épaisseur du matériau) ou un dommage au raidisseur de bord peuvent réduire sensiblement la résistance à la flexion d'un poteau.

Un soudeur inexpérimenté peut compromettre la résistance d'un poteau par des soudures traversantes. Les brûlures traversantes les plus graves sont celles qui se situent dans la zone de l'aile, à mi-portée ou près du milieu de la portée.

L'affaiblissement dû aux évidements exécutés en usine devrait être pris en compte dans les tableaux de charge des fabricants, ce qui souvent n'est pas le cas. Si on les compare aux produits non évidés, les produits évidés normalisés affichent généralement des moments résistants réduits de 10 % et des pertes de résistance au cisaillement extrêmement variables, mais qui peuvent facilement atteindre 50 %. L'effort tranchant peut présenter des risques lorsque des poteaux jumelés qui servent de montants de fenêtres doivent supporter des charges importantes ou que les éléments en saillie des murs en surélévation sont soumis à une combinaison de moments et d'efforts tranchants. Voir le point 3.19, Murs en surélévation.

Voir le point 3.21, Corrosion.

3.13.3 Poteaux types — Aptitude au service

Voir le point 3.1, Murs OA/PM en tant que systèmes.

3.13.4 Poteaux types — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Voir le point 3.1, Murs OA/PM en tant que systèmes.

3.13.5 Poteaux types — Caractéristiques de construction

Voir le point 3.1.5.2, Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique, pour un exposé sur les ponts thermiques.

3.14 Contreventement

3.14.1 Contreventement — Résistance

Les trois types de contreventements suivants sont couramment utilisés pour contrer l'effort de torsion et la tendance des poteaux au flambage latéral :

- les revêtements intérieurs et extérieurs qui agissent comme des diaphragmes et transmettent les forces de contreventement à la lisse basse et à la sablière;
- les contreventements en feuillard d'acier fixés aux ailes intérieure et extérieure du poteau (par soudage ou à l'aide de vis). Voir la figure 3 - 16. On peut transmettre les forces cumulées de contreventement en reliant à intervalles réguliers le contreventement en feuillard d'acier à l'ossature primaire ou en plaçant des cales dans les espaces entre poteaux;
- les contreventements traversant les évidements fixés par soudage ou à l'aide de vis. Voir la figure 3 - 17, qui montre un assemblage vissé. Les efforts de torsion qui s'exercent sur chaque poteau sont contrés par un profilé de contreventement, qui mobilise la résistance au fléchissement de l'axe principal des poteaux adjacents.

L'espacement maximal des contreventements en acier est de 1 500 mm entre axes, selon les normes de l'industrie, ou de 1 200 mm entre axes, selon les recommandations de Drysdale et Breton[4] et de Drysdale et Suter[1].

Voir le document *Lightweight Steel Framing Design Manual* de l'ICTAB[2] pour plus de détails.

3.14.2 Contreventement — Pertes de résistance et conséquences

3.13.2.1 *Revêtements*

Les déficiences suivantes compromettent la capacité de contreventement d'un revêtement.

- Un revêtement posé sur un seul côté n'est efficace que si un contreventement en acier est mis en place de l'autre côté. La plupart des matériaux qui entrent dans la fabrication des isolants rigides n'ont pas la résistance de diaphrame voulue pour agir comme entretoise.

- Les revêtements muraux en plaques de plâtre entraveront efficacement les poteaux en acier de faible calibre (0,91 mm — calibre 20)[4], mais il faudra prévoir un contreventement supplémentaire en acier pour maintenir efficacement les poteaux faits d'un matériau plus épais.
- Lorsqu'ils sont mouillés, les revêtements en plaques de plâtre perdent une grande partie de leur capacité de contreventement[4]. Il faut souligner que les revêtements extérieurs en plaques de plâtre sont parfois exposés à l'humidité parce qu'il peut se former la condensation sur leur surface extérieure et que leur surface extérieure peut être mouillée par la pluie qui pénètre dans le mur et traverse la cavité.

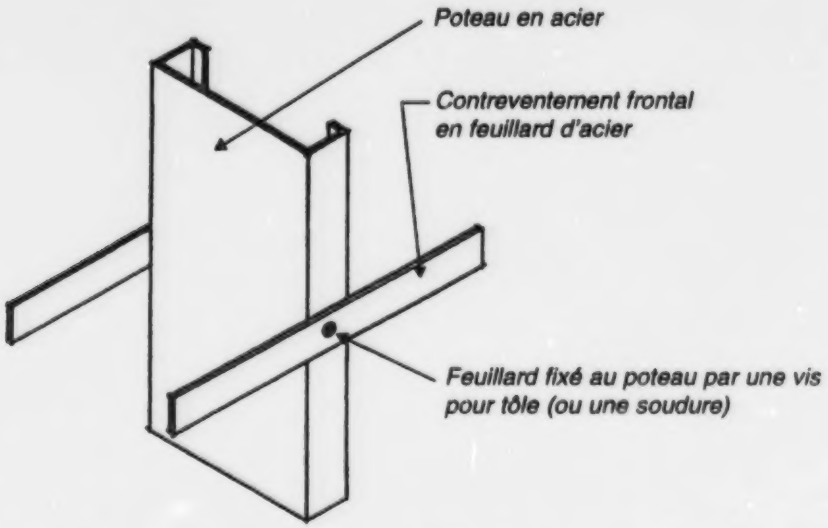
Les revêtements muraux en plaques de plâtre sont généralement considérés comme peu fiables. Dans l'industrie, on ajoute généralement à ces revêtements un contreventement en acier pour s'assurer que le mur possède l'intégrité structurale nécessaire.

3.13.2.2 *Contreventement frontal en feuillard d'acier*

Les contreventements frontaux en feuillards d'acier sont conçus pour agir uniquement en traction. Le défaut le plus courant de ces contreventements est l'absence ou l'insuffisance d'ancrages ou de cales. Il est à noter que des forces de contreventement considérables peuvent s'accumuler dans le contreventement en feuillard.

Un mou modéré est normal et ne compromet pas le rendement de ce type de contreventement

Voir la figure 3 - 16.



Remarque : Il faut prévoir l'ancrage à intervalles réguliers des feuillards ou la mise en place de cales d'épaisseurs à intervalles rapprochés dans les espaces entre poteaux.

FIGURE 3 - 16
CONTREVENTEMENT FRONTAL EN FEUILLARD D'ACIER

3.13.2.3 *Contreventement traversant les évidements*

Pour réaliser des contreventements traversant les évidements, il faut accorder une grande attention aux détails. Voici certaines des déficiences les plus souvent observées.

- Les poseurs de revêtements intérieurs en plaques de plâtre qui connaissent mal le comportement des poteaux d'ossature peuvent installer les profilés de contreventement dans les évidements des poteaux sans réaliser de liaison mécanique, estimant que les éléments seront maintenus en place par un ajustement par friction. Comme moyen d'entrave aux forces de torsion, ce type de détail n'offre aucune valeur structurale.
- On commet une erreur semblable lorsqu'on utilise une seule vis (plutôt que deux) pour fixer le profilé de contreventement à la cornière de fixation. L'assemblage se comportera comme une charnière et ne pourra pas résister aux efforts de torsion qui s'exercent dans le poteau.
- Il arrive parfois que le contreventement soit interrompu aux endroits où les évidements ne sont pas d'alignement ou que les sections de contreventement ne soient pas correctement assemblées.

- L'épaisseur de la cornière de fixation peut être insuffisante. Il faut prévoir une épaisseur de 1,22 mm (calibre 18), mais de préférence une épaisseur de 1,52 mm (calibre 16) pour obtenir une rigidité suffisante au point de jonction.

Il faut souligner que dans le cas des contreventements traversant les évidements, les exigences d'ancrage ne sont pas aussi rigoureuses que dans celui des contreventements en feuillard d'acier.

Voir la figure 3 - 17.

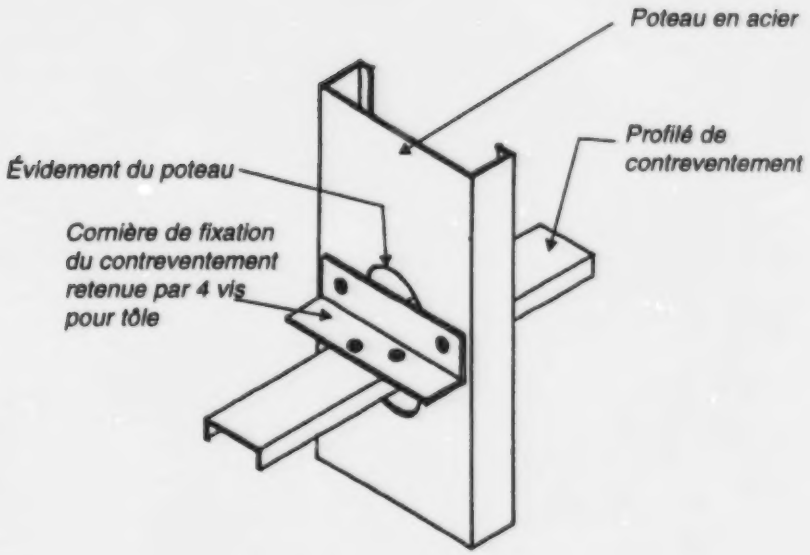


FIGURE 3 - 17
CONTREVENTEMENT TRAVERSANT LES ÉVIDEMENTS

3.15 Lisse basse

3.15.1 Lisse basse — Résistance

Voir les figures 3 - 18, B-2 et B-3 (annexe B).

La lisse basse est un élément continu travaillant en flexion auquel sont transmises les réactions d'extrémité des poteaux et dont la portée est délimitée par deux dispositifs d'ancrage à béton.

La réaction qui se produit à l'extrémité d'un poteau est contrée par l'aile verticale de la lisse, qui doit avoir la résistance nécessaire pour mobiliser la résistance au flambage d'âme du poteau. Drysdale et Breton[4] ont constaté qu'une lisse basse dont l'épaisseur est égale ou supérieure à celle du poteau pourra mobiliser la résistance au flambage d'âme du poteau. Des lignes directrices plus précises ont été établies depuis[53].

Drysdale et Breton[4] ont observé qu'il fallait prévoir un espacement d'au plus 800 mm entre axes des dispositif d'ancrage dans le béton pour empêcher la déformation et le flambage localisé de la lisse.

Il faut réaliser des liaisons mécaniques (à l'aide de vis pour tôle ou par soudage) entre la lisse et les ailes intérieure et extérieure du poteau.

Voir ICTAB[2] pour plus de détails sur le comportement structural de cet assemblage.

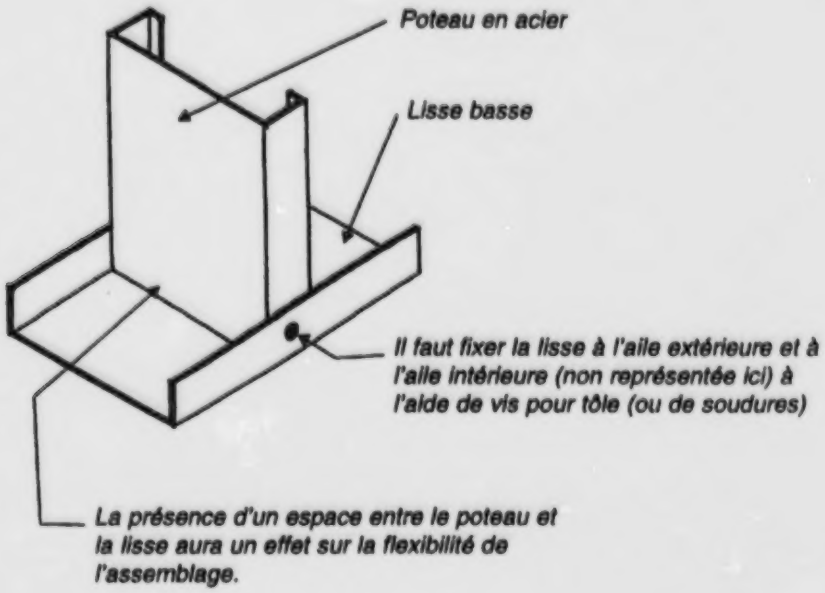


FIGURE 3 - 18
DÉTAIL DE L'ASSEMBLAGE DU POTEAU À LA LISSE BASSE

3.15.2 Lisse basse — Pertes de résistance et conséquences

Voici quelques-unes des déficiences les plus souvent observées.

- Fixations pour béton absentes, insuffisantes ou inadéquates. L'espacement des fixations pour béton ne devrait pas dépasser 800 mm entre axes[4], et des fixations supplémentaires devraient être mises en place aux endroits où les charges sont élevées, par exemple, à l'emplacement des montants de fenêtre. Certains types de fixation couramment utilisés peuvent ne pas convenir à ce type de construction, notamment les goujons enfoncés à l'aide d'un fixateur à cartouches. La résistance de toutes les fixations pour béton est fonction de leur distance à la rive (pour plus de détails, voir ICTAB[2] ou la documentation sur les fixations). L'identification des fixations pour béton en place est parfois difficile et peut nécessiter la dépose du dispositif et l'enlèvement du béton environnant.

On considère ordinairement que les ancrages utilisés pour fixer la lisse à la dalle travaillent uniquement en cisaillement (et ne sont pas sollicitées en arrachement par les forces de levier).

Un ancrage inadéquat dans le béton présente des dangers certains, car il pourrait entraîner l'effondrement de tout le mur.

- Des lisses d'une épaisseur insuffisante peuvent subir des déformations excessives, mais elles ne cèdent que rarement si elles sont bien ancrées dans le béton.
- Absence de vis pour tôle (ou de soudures) entre la lisse et les poteaux. Les ailes extérieure et intérieure des poteaux devraient être fixées aux ailes de la lisse, faute de quoi les efforts de torsion qui s'exercent sur les poteaux (et la lisse) ne seront pas entravés.
- Les lisses basses demeurent généralement mouillées plus longtemps que les autres éléments du mur de fond (à l'exception des agrafes à maçonnerie) et sont donc plus exposées à la corrosion — les lisses, les vis pour tôle et les connecteurs pour béton sont tous exposés à cette forme de détérioration. Cette eau provient ordinairement de la condensation de l'humidité accumulée sur le mur de fond ou de la pénétration de pluie. Voir le point 3.21, Corrosion.

3.15.3 Lisse basse — Pertes d'aptitude au service et conséquences

La présence d'un espace entre l'extrémité du poteau et le fond de la lisse ne réduit pas la résistance à la rupture de l'assemblage, mais elle peut augmenter considérablement sa flexibilité. Drysdale et Breton[4] ont étudié diverses combinaisons d'épaisseur et d'espace entre le poteau et le matériau de la lisse. Pour plus de détails, consulter le rapport.* La norme de l'industrie pour les nouvelles constructions exige que le jeu d'extrémité ne dépasse pas 4 mm. Voir ICTAB S5[14].

Les lisses basses flexibles ont peu d'effet sur le comportement de la maçonnerie. Pour de plus amples renseignements, voir Drysdale et Breton[4].

3.15.4 Lisse basse — Caractéristiques de construction

Voir le point 3.1.5.2, Interaction entre la circulation d'air et de vapeur et le rendement thermique, pour un exposé sur les ponts thermiques.

3.16 Sablières

3.16.1 Sablières — Résistance

Les sablières sont conçues pour résister aux réactions d'extrémité des poteaux d'ossature murale tout en agissant comme joints de mouvement pour empêcher que les fléchissements de la dalle n'exercent une charge axiale sur les poteaux.

* *Le programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM qui fait partie intégrante du projet comporte une base de données dans laquelle ont été consignées des valeurs de flexibilité des assemblages lisse-poteau tirées des travaux de Drysdale et Breton.*

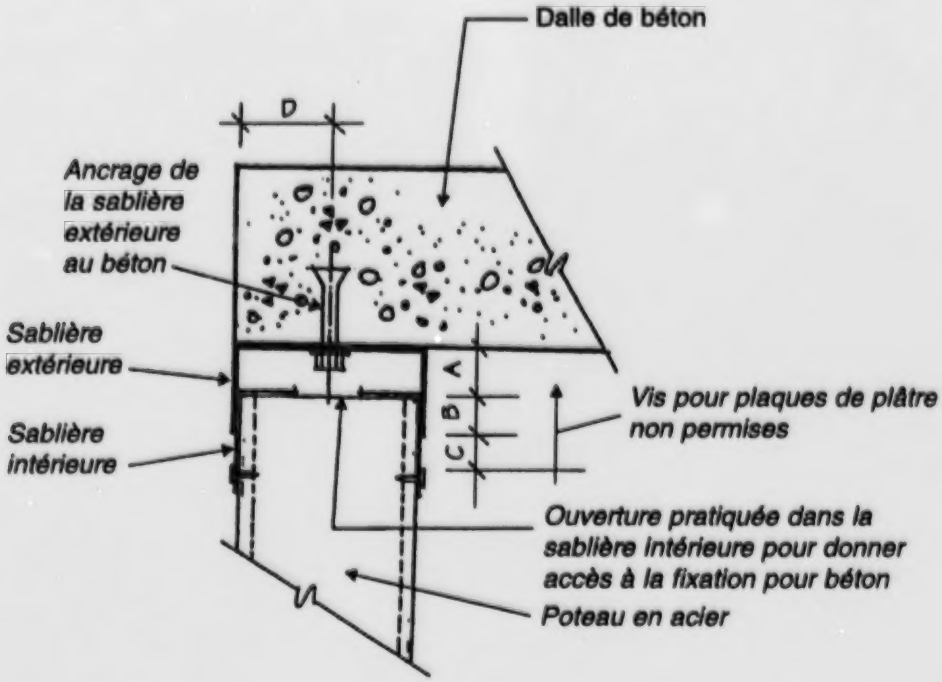
On a recours à différents détails pour répondre aux exigences structurales des sablières. Les principaux détails mis à contribution et qui sont abordés ici sont les sablières intérieure et extérieure. Voir la figure 3 - 19. Drysdale et Breton[4] ont mené des essais sur ces détails et certains autres, dont les cornières de fixation échancrées, les agrafes souples, les profilés en caisson et la sablière extérieure simple. Voir Drysdale et Breton[4] et ICTAB2 pour de plus amples renseignements sur le comportement structural de cet assemblage.

Du point de vue structural, la sablière intérieure entrave les efforts de torsion qui s'exercent sur les poteaux et répartit les charges pour réduire au minimum la concentration des charges sur la sablière extérieure. La sablière extérieure se comporte comme une poutre en porte-à-faux et résiste aux forces latérales exercées par la sablière intérieure.

3.16.2 Sablière — Pertes de résistance et conséquences

Voici quelques-uns des défauts les plus souvent observés.

- Fixations pour béton absentes, insuffisantes ou inadéquates. Voir le point 3.15, Lisse basse, pour un exposé détaillé sur ces fixations. Il est à noter que les fixations de la sablière supportent de plus fortes charges que celles de la lisse basse puisqu'elles doivent résister aux efforts d'arrachement produits par l'interaction d'un effet levier et des efforts tranchants. Les évidements réalisés dans la sablière représentée à la figure 3 - 19 n'étant généralement pas présents, il peut être difficile d'inspecter les fixations en place. À cette fin, il faut ordinairement pratiquer des regards d'inspection dans la sablière intérieure.
- Une sablière extérieure d'épaisseur insuffisante peut compromettre l'intégrité structurale de l'assemblage. L'aile de la sablière qui reçoit une charge en porte-à-faux de la sous-face de la dalle sus-jacente doit avoir une épaisseur (et une élasticité) suffisante pour résister aux forces latérales.



Notes :

1. *La dimension « A » permet le fléchissement de la dalle sus-jacente, ce qui prévient le chargement axial du poteau.*
2. *La dimension « B » correspond à la longueur de chevauchement des sablières extérieure et intérieure. Lorsque cette dimension est réduite, un fléchissement de la dalle sous-jacente ou un rebond de la dalle sus-jacente peut déloger complètement le mur de fond.*
3. *La dimension « C » doit être supérieure ou égale à la dimension « A » pour permettre le mouvement nécessaire.*
4. *La résistance des fixations pour béton est fonction du type de fixation, du diamètre de la fixation, de la profondeur d'enrobage, de la résistance du béton, de l'espacement entre axes et de la dimension « D », soit la distance de la fixation à la rive.*

FIGURE 3 - 19
DÉTAIL DU JOINT DE MOUVEMENT FORMÉ PAR LES SABLIÈRES INTÉRIEURE ET EXTÉRIEURE

- Chevauchement insuffisant des sablières intérieure et extérieure (dimension « B » à la figure 3 - 19). Ce détail peut, dans une certaine mesure, être utilisé pour permettre les écarts dimensionnels dus à des contraintes de construction et se comporter comme un joint de mouvement. Parfois, lorsque les tolérances sont excessives, le chevauchement des sablières intérieure et extérieure peut être très réduit, ce qui représente un danger puisqu'un léger fléchissement de la dalle sus-jacente risque fort de déloger complètement les sablières et de provoquer l'effondrement de tout le mur.
- Jeu insuffisant entre les sablières intérieure et extérieure (dimension « A » à la figure 3 - 19). Dans ces conditions, les fléchissements de la dalle peuvent transmettre aux poteaux des charges axiales qu'ils ne sont pas conçus pour supporter.
- L'action du joint de mouvement formé par les sablières intérieure et extérieure peut être neutralisée si l'on immobilise l'assemblage par des vis au moment de l'installation des plaques de plâtre. Les vis pour plaques de plâtre doivent être posés en dessous des vis pour tôle qui relient la sablière intérieure au poteau, comme le montre la figure 3 - 19.
- Comme la sablière intérieure sert à entraver les efforts de torsion qui s'exercent sur le poteau, l'absence de vis pour tôle (ou de soudures) entre la sablière intérieure et le poteau peut entraîner une rupture prématurée en torsion du poteau.

Voir le point 3.21, Corrosion.

3.16.3 Sablières — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Les sablières forment un assemblage essentiellement flexible lorsqu'elles sont exposées à des charges éoliennes. Un mouvement excessif peut causer la rupture du calfeutrage du joint souple et imposer des contraintes excessives au matériau d'étanchéité à l'air qui traverse ce détail d'assemblage.

Les sablières flexibles ont peu d'effet sur le comportement de la maçonnerie. Voir Drysdale et Breton[4] pour de plus amples renseignements.

3.16.4 Sablières — Caractéristiques de construction

Voir le point 3.1.5.2, Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique, pour un exposé sur les ponts thermiques et la figure 3 - 7, qui montre le pont thermique particulièrement important susceptible de se former lorsque la sablière extérieure entre en contact avec la cornière d'appui.

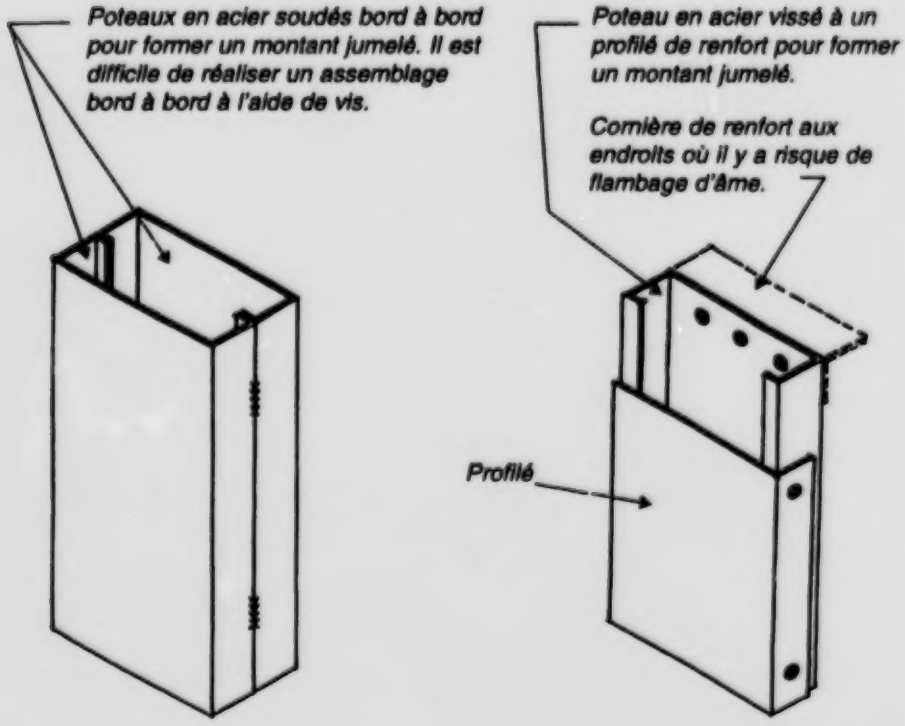
3.17 Poteaux jumelés aux montants

3.17.1 Poteaux jumelés aux montants — Résistance

Les montants sont des éléments verticaux d'ossature spéciaux qui encadrent les baies de fenêtre et transmettent les charges éoliennes qui s'exercent dans la

zone de la fenêtre aux sablières et à la lisse basse. Le montant se comporte à peu près de la même manière que les poteaux types.

Les montants supportent une plus forte charge que les éléments d'ossature types et nécessitent donc une forme quelconque de renforcement. Les détails types de visserie et de soudage des montants jumelés sont représentés aux figures B - 2 et 3 - 20. Voir aussi ICTAB2 pour de plus amples renseignements sur le calcul et le détail des montants.



3 - 20a — Détail de soudage

3 - 20b — Détail de visserie

FIGURE 3 - 20
DÉTAILS D'ASSEMBLAGE DES MONTANTS JUMELÉS

3.17.2 Poteaux jumelés aux montants — Pertes de résistance et conséquences

Voici quelques-uns des défauts le plus souvent observés.

- Les poteaux jumelés peuvent ne pas être correctement assemblés. Si les deux éléments doivent être vissés, il n'est pas recommandé de les assembler bord à bord, car il est alors difficile de les relier correctement. Voir la figure 3 - 20a, qui représente un assemblage bord à bord soudé. La figure 3 - 20b montre les détails recommandés pour un assemblage vissé.
- Voir le point 3.13.2, Poteaux types — Pertes de résistance et conséquences.

Voir le point 3.21, Corrosion, et ICTAB[2] pour de plus amples renseignements sur le calcul et le détail de ces éléments.

3.17.3 Poteaux jumelés aux montants — Aptitude au service

Voir le point 3.1, Murs OA/PM en tant que systèmes.

3.17.4 Poteaux jumelés aux montants — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Voir le point 3.1, Murs OA/PM en tant que systèmes.

3.17.5 Poteaux jumelés aux montants — Caractéristiques de construction

Voir le point 3.1.5.2, Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique, pour un exposé sur les ponts thermiques.

3.18 Linteaux et appuis de fenêtres

3.18.1 Linteaux et appuis de fenêtres — Résistance

Les linteaux et les appuis sont des éléments horizontaux travaillant en flexion qui transmettent aux montants les charges éoliennes qui s'exercent dans la zone de la fenêtre. Pour des dimensions types de fenêtres découpées, un seul profilé suffit généralement. Pour des ouvertures plus grandes, il peut être nécessaire d'utiliser des éléments jumelés.

Le profilé d'appui supporte généralement le poids de la fenêtre et doit reposer sur des poteaux nains qui jouent le rôle d'éléments de renfort. Voir la figure B - 2. Voir ICTAB[2] pour de plus amples renseignements sur le calcul et le détail de ces éléments.

3.18.2 Linteaux et appuis — Pertes de résistances et conséquences

Voici quelques-uns des défauts les plus souvent observés.

- Résistance insuffisante à la flexion. Les profilés des linteaux et des appuis présentent les mêmes problèmes que les poteaux sauf qu'ils ne comportent pas d'évidements et que les assemblages d'extrémité ne risquent pas de subir des ruptures apparentées au flambage d'âme. Voir le point 3.13.2, Poteaux types — Pertes de résistance et conséquences.
- Assemblages d'extrémité absents ou inadéquats. Diverses méthodes sont jugées acceptables pour assembler les linteaux et les appuis aux montants. Voir ICTAB[2] pour les assemblages à l'aide de cornières de fixation.
- Interconnexion insuffisante des éléments jumelés.

3.18.3 Linteaux et appuis — Aptitude au service

Voir le point 3.1, Murs OA/PM en tant que systèmes.

3.18.4 Linteaux et appuis — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Voir le point 3.1, Murs OA/PM en tant que systèmes.

3.18.5 Linteaux et appuis — Caractéristiques de construction

Voir le point 3.1.5.2, Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique, pour un exposé sur les ponts thermiques.

3.19 Murs en surélévation

3.19.1 Murs en surélévation — Pertes de résistance et conséquences

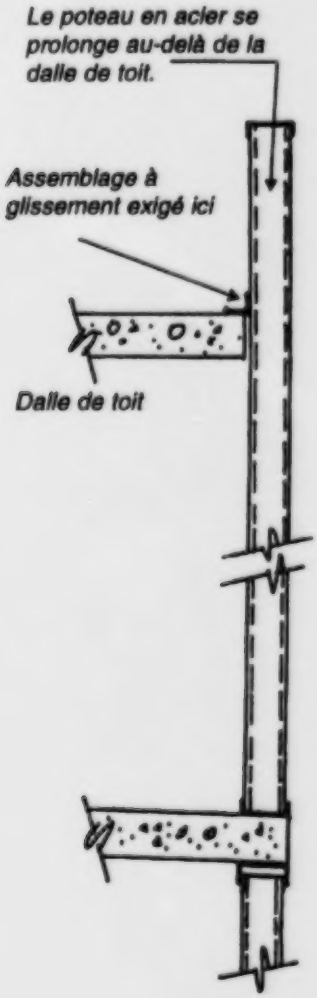
Les pertes de résistance des murs en surélévation ont généralement pour origine le mur de fond à ossature en acier. Il est à noter que certains murs en surélévation sont conçus pour supporter les importantes charges verticales et horizontales imposées par le matériel de nettoyage des vitres, les échafaudages volants, etc.

L'élément d'assemblage illustré à la figure 3 - 21b est généralement fixé à la dalle de toit à l'aide de fixations pour béton qui traversent la lisse basse. Ce détail produit un assemblage qui n'est ni résistant ni rigide. (Ce détail sera efficace que si les plaques d'ancrage sont coulées dans la dalle de toit à intervalles réguliers et si les cornières, les profilés ou les éléments structuraux creux laminés à chaud soudés à la plaque d'ancrage se prolongent sur toute la hauteur du mur en surélévation pour soutenir la sablière.)

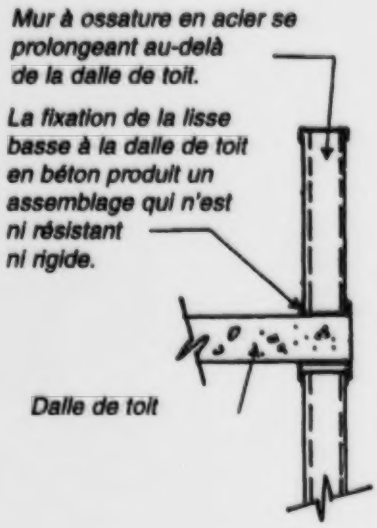
Le détail illustré à la figure 3 - 21a est une solution courante au problème des murs en surélévation, mais il nécessite un assemblage à glissement entre les poteaux et la dalle de toit. Un certain nombre des détails d'assemblage utilisés dans cette construction ont une résistance douteuse. Par ailleurs, les efforts combinés de flexion et de cisaillement qui s'exercent au niveau du toit peuvent être critiques, en particulier en présence d'un évidement à cet emplacement ou à proximité. Voir ICTAB[2] pour de plus amples renseignements sur le calcul et le détail des murs en surélévation.

3.19.2 Murs en surélévation — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Les murs en surélévation doivent comporter de nombreux joints de mouvement verticaux, car leurs deux faces sont exposées à des températures extrêmes. Drysdale et Suter[1] recommandent de prévoir un espacement maximal de 6 m entre les joints, par opposition à l'espacement de 12 m pour le parement sous-jacent. Voir les figures 3 - 9 et 3 - 10 pour connaître les configurations types des fissures résultant d'un nombre insuffisant de joints de mouvement verticaux.



3 - 21a



3 - 21b

FIGURE 3 - 21
DÉTAILS D'UN MUR EN SURÉLÉVATION À OSSATURE EN ACIER

3.19.3 Murs en surélévation — Défauts de construction et conséquences

Les murs en surélévation peuvent présenter des problèmes spéciaux d'humidité parce qu'ils sont exposés à la pluie poussée par le vent sur trois faces :

- infiltration d'eau à travers le solin de couronnement, à l'emplacement des joints;
- infiltration sous l'aile verticale du solin de couronnement de la pluie poussée par le vent — Drysdale et Suter[1] recommandent une aile verticale de 75 mm;
- infiltration à la jonction du mur en surélévation et du toit;
- formation de condensation à l'intérieur du mur en surélévation, car les courants verticaux d'air humide qui proviennent de la cavité murale (ou de l'espace entre poteaux, lorsque les poteaux se prolongent au-delà de la dalle de toit) pénètrent dans le mur en surélévation. Ces problèmes d'humidité se traduisent généralement par une efflorescence, un effritement, la formation de lentilles de glaces au niveau du mur en surélévation ou par la pénétration d'eau dans le mur sous-jacent.

3.20 Produits d'étanchéité

3.20.1 Produits d'étanchéité — Pertes d'aptitude au service et conséquences

Les produits d'étanchéité empêchent l'air et l'humidité de pénétrer dans les joints des matériaux de construction du bâtiment sans restreindre le mouvement différentiel des composants liaisonnés.

Voici quelques-uns des défauts les plus souvent observés.

- Mobilité insuffisante en raison d'une rupture ou d'un écaillage produits par des cycles répétés de dilatation et de retrait. Si la largeur d'un joint de mouvement est insuffisante, le matériau de calfeutrage perdra ses propriétés et fluera à l'extérieur lors d'un mouvement cyclique ponctuel.
- Mauvaise adhérence aux surfaces liaisonnées après une perte d'adhérence de l'une ou des deux surfaces.
- Profil ou épaisseur inadéquats du produit d'étanchéité. Un produit d'étanchéité correctement mis en œuvre doit présenter des surfaces concaves, et sa profondeur ne doit pas être supérieure à la moitié de l'épaisseur du joint.
- Matériaux de support inadéquats. Le support ne doit pas adhérer au produit d'étanchéité et doit être aussi compressible que le produit d'étanchéité. Il est à noter que certains matériaux de support peuvent transmettre des contraintes de compression assez importantes pour empêcher le joint de mouvement de se fermer.
- Vieillissement prématuré se traduisant par un durcissement et une rigidité du matériau de calfeutrage. Ce vieillissement peut être attribuable à la mauvaise qualité des matériaux ou à un mauvais mélange d'un produit d'étanchéité à plusieurs composés au moment de la mise en œuvre.

Voir Drysdale et Suter[1], qui recommandent des méthodes de mise en œuvre des produits d'étanchéité.

3.21 Corrosion

Les mécanismes de corrosion sont décrits en de nombreux détails dans la norme S478[55], qui renferme aussi une méthode d'évaluation des dommages causés par la corrosion.

On a toujours réglementé la résistance à la corrosion en établissant des exigences minimales de revêtement (surtout des enduits au zinc) des produits en acier. On a cependant accordé une importance limitée à la relation entre la rigueur du micro-climat qui règne à l'intérieur du mur et les exigences en matière d'enduits protecteurs.

Murs de fond à ossature en acier

Les poteaux en acier sont généralement fabriqués à partir de rouleaux de produits en feuille galvanisés à chaud en usine, que l'on découpe aux largeurs voulues, avant de les profiler et de les perforer. Les bords de coupe ne sont donc pas galvanisés, mais il est généralement admis que le zinc environnant protège les bord de coupe suivant le principe des anodes sacrificielles.

La durabilité de l'élément d'ossature dans un milieu corrosif dépend davantage de l'épaisseur de l'enduit de zinc que de l'épaisseur de l'acier. Dans l'industrie, la pratique courante consiste à fournir des poteaux et des accessoires protégés par un enduit Z275 (G90), c'est-à-dire revêtus sur les deux faces d'un enduit de 275 g/m² de zinc. Dans les devis[54], on exige ordinairement un revêtement moins dense, soit Z180 (G60), qui est l'enduit le plus léger qui laisse une certaine quantité de zinc libre à la surface. Sur les produits neufs, le zinc libre apparaît sous forme de paillettes (cristaux de zinc).

On estime généralement que les enduits légers, comme les enduits essuyés (galvanisés à chaud après enlèvement du zinc libre) et électro-zingués ne conviennent pas à la construction de murs extérieurs. On trouve parfois dans les vieux immeubles des produits en acier peints.

Agrafes à maçonnerie

Les exigences de revêtement des agrafes à maçonnerie se sont sensiblement améliorées dans la norme A370-94[34]. Pour les murs extérieurs au dessus du niveau du sol, les exigences de cette norme sont établies en fonction de la hauteur du bâtiment et de l'indice de la pluie chassée.

Aux termes des exigences des normes A370 actuelle et précédente[34,56], les éléments en acier doivent être galvanisés à chaud après fabrication. (La norme A370-94 prescrit l'utilisation d'agrafes en acier inoxydable lorsqu'une protection de niveau III est exigée.)

Il est à noter que bon nombre des agrafes utilisées dans les anciens bâtiments ne répondent pas aux exigences de galvanisation à chaud. Il n'est pas rare de trouver des agrafes à tige nervurée simplement électro-zingées. Dans certaines agrafes à deux composants, le crochet est galvanisé à chaud, mais la plaque d'assemblage qui est fixée au poteau ne reçoit qu'un enduit Z180 ou Z275. Il faut souligner qu'un enduit Z275 représente moins du tiers de la teneur en zinc d'une pièce galvanisée à chaud.

Cornières d'appui

Bien que certaines cornières soient galvanisées à chaud, la plupart sont peintes et par conséquent, exposées à la corrosion. Il faut soigner les détails si l'on veut réduire les périodes de mouillage de la cornière, principalement en posant des solins efficaces et des produits d'étanchéité appropriés dans les joints de mouvement.

Ampleur de la corrosion

Un diagnostic de la corrosion devrait être accompagné d'une évaluation de la gravité des dommages causés par ce phénomène. Il existe trois niveaux de corrosion :

- la rouille blanche est produite par l'oxydation du zinc libre à la surface de l'élément et signifie généralement qu'une partie du zinc est perdue mais qu'il en reste une certaine quantité;
- la rouille brune apparaît lorsque tout le zinc protecteur est perdu et que le matériau d'origine commence à se corroder. La rouille brune peut toucher quelques zones isolées ou une proportion élevée de l'aire de l'élément. Elle est généralement exprimée en pourcentage d'aire touché;
- la rouille brune accompagnée d'une perte du matériau d'origine correspond au stade le plus avancé de la corrosion et présente ordinairement des dangers d'ordre structural.

Références

1 *Construction des murs extérieurs des bâtiments de grande hauteur : systèmes de mur à placage de brique sur une maçonnerie en béton ou fond à ossature d'acier,* par R.G. Drysdale and G.T. Suter, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 1991.

2 *Lightweight Steel Framing Design Manual,* par T.W.J. Trestain, Canadian Sheet Steel Building Institute, juillet 1991.

3 *Technics: Steel Stud/Brick Veneer Walls,* par T. Trestain and J. Rousseau, Progressive Architecture, février 1992 (Discussion, juin 1992).

4 *Strength and Stiffness Characteristics of Steel Stud Backup Walls Designed to Support Brick Veneer,* par R.G. Drysdale and N. Breton, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1991.

5 *Tests of Full Scale Brick Veneer Steel Stud Walls to Determine Strength and Rain Penetration Characteristics,* par R.G. Drysdale and M. Wilson, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, juillet 1990.

6 *S304.1-94 Masonry Design for Buildings, Limit States Design,* Canadian Standards Association.

7 *CBD 40, Pénétration de la pluie et les moyens de l'empêcher,* par G.K. Garden, Digeste de la construction au Canada, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherche du Canada, 1963.

8 *Wind Pressures on Open Rain Screen Walls: Place Air Canada,* par U. Ganguli et W.A. Dalgliesh, National Research Council of Canada, Institut de recherche en construction, juillet 1987.

9 *Performance of Brick Veneer Steel Stud Wall Systems Subject to Temperature, Air Pressure and Vapour Pressure Differentials,* par R.G. Drysdale and A. Kluge, McMaster University, rapport interne N°. 629 l'Institut de recherche en construction, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mai 1990.

10 *Review of Design Guidelines for Pressure Equalized Rainscreen Walls,* par A. Baskaran, rapport interne N°. 629 mars 1992.

11 *Étude du concept d'écran pare-pluie appliqué aux systèmes de revêtements de murs à ossature de bois,* par Morrison Hershfield Limited, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 3 août 1990.

12 *The Performance of Wall Systems Screened With Brick Veneer,* par J.F. Straub, M.A.Sc. Thesis, University of Waterloo, 1993.

13 *Best Practice Guide Building Envelope Design for Steel Stud Walls, par J.B. Posey, Posey Construction Specifications,* pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, (publication prochaine).

14 *Water and Air Penetration Through Brick Walls - A Theoretical and Experimental Study,* par A.J. Newman and D. Whiteside, Trans. J. Brit. Ceram. Soc., Vol. 80, 1981.

15 *Contrôle de performance des murs à ossature d'acier et placage de brique,* par Keller Engineering Associates Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1992.

16 *Masonry Structures Behaviour and Design,* par R.G. Drysdale, A.A. Hamid, L.R. Baker, Prentice-Hall, 1994.

17 *Shelf Angles for Masonry Veneer,* par C.T. Grimm et J.A. Yura, Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol. 115, No. 3, 1989, pp. 509-525.

18 *Economical Design of Shelf Angles,* par R.H.R. Tide et N.V. Krogstad, *ASTM STP 1180, Masonry: Design and Construction, Problems and Repair,* J.M. Melander and L.R. Lauersdorfl Editors, mars 1995.

19 *Analysis and Design of Slab Systems,* Program User's Manual, CPCA, 1981.

20 *Long-term Deflection of Reinforced Concrete Flat Slabs and Plates,* par J. Maryon et P.J. Taylor, Engineering Digest, juillet/août 1979.

21 *Movement - Volume Changes and Effect of Movement - Part I (Note technique No. 18 révisée en janvier 1991),* Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

22 *Movement - Design and Detailing of Movement Joints - Part II (Note technique No. 18A révisée en décembre 1991),* Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

23 *Differential Movement - Flexible Anchorage Part III of III (Note technique No. 18B re-diffusée en décembre 1980),* Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

24 *Differential Movement and Stresses in High-Rise Masonry Veneers: Analysis,* par G.A. Fenton et G.T. Suter, Canadian Journal of Civil Engineering, décembre 1986.

25 *The Masonry Veneer Soft Joint Issue in a Historical Context,* par G.T. Suter, H. Keller, *Proceedings,* Volume 1, 4th Canadian Masonry Symposium, juin 1986.

26 *Problèmes de construction des collectifs d'habitation,* par R.G. Drysdale, pour le Régime de garantie de logements neufs de l'Ontario et la Société canadienne d'hypothèque et de logement, mars 1991.

27 *A371-94 Masonry Construction for Buildings,* Association canadienne de normalisation.

28 *Winter Masonry, Building Smart, Issue No. 1,* le Régime de garantie de logements neufs de l'Ontario.

29 *Summer Masonry Construction, Issue No.15, Building Smart,* le Régime de garantie de logements neufs de l'Ontario.

30 *Efflorescence, Causes and Mechanisms - Part I of II (Note technique 23 révisée en mai 1985),* Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

31 *Efflorescence, Prevention and Control (Note technique No. 23A révisée en juin 1985),* Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

32 *CBD 2 Efflorescence,* par T. Ritchie, Digeste de la construction au Canada, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherche du Canada, 1960.

33 *Frost Damage to Clay Brick in a Loadbearing Masonry Building,* par A.H.P. Maurenbrecher et G.T. Suter, Canadian Journal of Civil Engineering, avril 1993.

34 *A370-94 Connectors for Masonry,* Association canadienne de normalisation.

35 *A Report on Behaviour of Brick Veneer/Steel Stud Tie Systems,* par R.G. Drysdale et J.M. Wilson, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mars 1989.

36 *Design and Construction of Watertight Exterior Buildings Walls,* par S.S. Ruggerio et J.C. Myers, *ASTM STP 1107, Water in Exterior Building Walls,* Thomas A. Schwarz, Editor, octobre 1990.

37 *Problèmes de construction des collectifs d'habitation,* par R.G. Drysdale, pour le Régime de garantie de logements neufs de l'Ontario et la Société canadienne d'hypothèque et de logement, mars 1991.

38 *Field Investigation of Brick Veneer/Steel Study Wall Systems,* par Suter Keller Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, Ottawa, 30 novembre 1989.

39 *Exigences structurales des pare-vent, par Morrison Hershfield Limited,* pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, août 13, 1991.

40 *Performance Evaluation of Brick Veneer with Steel Stud Backup,* par J.O. Arumala et R.H. Brown, Clemson University, pour the Brick Institute of America and the Metal Lath/Steel Framing Association, avril 1982.

41 *Status of Cold-Formed Steel Framing in Residential Construction - Thermal Performance in Exterior Walls,* par NAHB Research Foundation Inc., pour l'American Iron and Steel Institute, novembre 1973.

42 *Air Barriers: Assemblies and Construction Materials - Part 1,* par J. Rousseau, National Building Envelope Council Digest, juin 1994.

43 *The Difference Between a Vapour Barrier and an Air Barrier,* par R.L. Quirouette, Building Practice Note No. 54, DBR/NRCC, juillet 1985.

44 *Un pare-air pour l'enveloppe du bâtiment : Regard sur la science du bâtiment,* Conseil national de recherche du Canada, 1986.

45 *Testing of Air Barrier Systems for Wood Framed Walls,* par W.C. Brown and G.F. Poirier, Institute for Research in Construction, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 3 juin 1988.

46 *Perméance à l'air des matériaux de construction,* par Air-Ins Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 17 juin 1988.

47 *Critères d'établissement des caractéristiques d'étanchéité à l'air de l'enveloppe des bâtiments : Rapport final,* par Trow Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1989.

48 *Establishing the Protocol for Measuring Air Leakage in High-Rise Apartment Buildings,* par C.Y. Shaw et R.J. Magee, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, avril 1990.

49 *The Development of Test Procedures and Methods to Evaluate Air Barrier Membranes for Masonry Walls,* par G. Hildebrand, Building Performance Centre, ORTECH International, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 2 novembre 1990.

50 *CMHC Research Project Testing of Air Barriers Construction Details,* par Morrison Hershfield Limited, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 26 août, 1991.

51 *Airtightness Test on Components Used to Join Different or Similar Materials of the Building Envelope,* par Air-Ins Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 27 septembre 1991.

52 *Practical Guidelines for Designers, Contractors and Developers on the Installation of Air Leakage Control Measures in New and Existing High-Rise Commercial Buildings,* par Canam Building Envelope Specialists Inc., pour Travaux publics Canada, sans date.

53 *Some Topics on Wall Stud Design,* par T. Pekoz, for the American Iron and Steel Institute, Cornell University Interim Research Report, février 1994.

54 *CSSBI - Norme guide pour les colombages en acier soumis aux surcharges dues au vent,* Institut Canadien de la Tôle d'Acier pour le Bâtiment, décembre 1990.

55 *CSA S478 - 1995 Guideline on Durability in Buildings,* Association canadienne de normalisation.

56 *CAN3-A370-M84 Éléments de liaison de la maçonnerie,* Association canadienne de normalisation.

Chapitre 4 — Critères d'acceptabilité

Dans le présent chapitre, on tente de répondre à la question « L'état de ce mur est-il acceptable? » en présentant un certain nombre d'outils d'analyse destinés à aider l'expert et en proposant certains critères de décision. Il est à noter que ce chapitre doit être lu parallèlement au chapitre 3, qui traite du comportement élémentaire de divers éléments de mur. L'accent a été mis sur les questions de structure, car l'expérience a montré que ce sont les problèmes structuraux qui ont la plus grande incidence financière sur la remise en état des murs défectueux.

On donne également certaines indications sur les mesures à prendre lorsque l'état d'un mur n'est pas jugé satisfaisant. Le chapitre 5 renferme un exposé plus détaillé sur les méthodes de remise en état.

4.1 Garanties

Lorsqu'un bâtiment est sous garantie, les critères d'acceptabilité sont davantage axés sur la conformité aux codes et aux exigences contractuelles que sur le rendement.

Comme il est indiqué au chapitre 1, c'est la démarche de la vérification technique qui convient le mieux aux bâtiments sous garantie. L'expert examine le mur OA/PM en se fondant sur une liste de contrôle du rendement (voir l'annexe C) et dresse une liste des défauts observés. Un mur sous garantie est jugé « acceptable » lorsque les deux conditions suivantes sont satisfaites :

i) les propriétaires ont ce pour quoi ils ont payé;

ii) le système de mur est conforme aux exigences minimales des codes.

Le premier critère s'applique lorsque les propriétaires font concevoir et construire un système de mur selon des exigences supérieures aux exigences minimales des codes. Tout lacune mise au jour doit alors être corrigée de manière que le mur satisfasse aux exigences supérieures sous-entendues dans la conception d'origine. Si vous achetez une Cadillac, vous avez droit à une Cadillac.

Le second critère s'applique à tous les autres cas. Si un mur a généralement été conçu et construit en conformité avec les exigences minimales des codes, toute lacune mise au jour doit être corrigée de manière que le mur satisfasse à ces seules exigences — et non à des exigences supérieures. Si vous achetez une Volkswagen, vous n'avez pas droit à une Cadillac.

La situation est plus litigieuse lorsque la conception ou l'exécution du mur livré ne satisfait pas aux exigences minimales des codes. Les propriétaires ont alors le droit d'exiger un mur conforme aux exigences minimales des codes, même si le coût d'un tel mur dépasse la somme qu'ils ont payée au départ.

4.2 Évaluation structurale par analyses et essais

4.2.1 Code du bâtiment recommandé aux fins des évaluations

Dans le Commentaire N* sur le Code national du bâtiment du Canada[1-1995], il est indiqué que les murs existants doivent être conformes :

- soit aux exigences du code en vigueur au moment de la conception ou de la construction initiale;
- soit aux exigences du code actuel fondées sur les coefficients de charge réduits du Commentaire N (voir le point 4.2.2).

Si un système de mur se révèle conforme à l'un ou à l'autre de ces ensembles d'exigences, c'est qu'il satisfait aux exigences de sécurité des personnes applicables. L'utilisation des codes antérieurs est cependant visée par certaines restrictions. On ne peut se fonder sur un code antérieur :

- lorsque le système de mur a subi des transformations qui en modifient le comportement structural;
- lorsque le système de mur présente des dommages, des désordres ou des signes de détérioration manifestes** ;
- lorsque les forces sismiques doivent être prises en compte dans la conception;
- lorsque le système de mur a été conçu ou construit avant l'entrée en vigueur de la version de référence du code.

La version de référence, en ce qui a trait aux charges, est définie dans le Commentaire N comme « la version la plus ancienne du code dont les exigences répondent aux critères de sécurité des personnes du code actuel ». Pour les charges éoliennes, cette exigence est satisfaite aux fins de la conception et de la construction depuis 1960. Comme il est peu probable de trouver au Canada un mur à poteaux antérieur à 1960, on peut considérer cette limitation relative à une version de référence sans objet pour les murs OA/PM dans les cas où le calcul de la résistance repose surtout sur les charges éoliennes.

Il est à noter que dans le Commentaire N, on permet également l'évaluation des bâtiments en fonction d'un rendement antérieur satisfaisant (sauf en ce qui concerne la résistance aux séismes), mais le mur visé doit avoir au moins trente ans. Il est peu probable qu'un mur OA/PM satisfasse à ce critère.

---

* *Les renvois au Commentaire N sur le CNBC de 1995 sont fondés sur une « version définitive » prépublication du Commentaire. Il est recommandé au lecteur de vérifier l'exactitude de l'information contenue dans le présent rapport après la publication du Commentaire N.*

** *La revue sismique des bâtiments existants est couverte par les directives d'évaluation sismique des bâtiments existants du CNRC[2]. Essentiellement, un coefficient de charge réduit de 0,6 est proposé pour les tremblements de terre. À noter que le CNB de 1995[3] comporte des valeurs S_p inférieures pour les parties des agrafes de liaisonnement qui adoptent un comportement ductile.*

4.2.2 Évaluation structurale fondée sur les coefficients de charge réduits du Commentaire N[1] sur le CNBC de 1995

Selon les lignes directrices fournies dans le Commentaire N, une réduction des coefficients de charge est admise lorsqu'on évalue et modernise un bâtiment existant. Cette démarche s'appuie sur le principe selon lequel l'exigence de sécurité des personnes (distincte de l'exigence de sécurité structurale) devrait généralement être équivalente à celle de la partie 4 du Code national du bâtiment du Canada. (Cette exigence de sécurité des personnes est fondée sur une probabilité annuelle maximale acceptable de décès ou de blessure grave attribuable à une défaillance structurale dans un bâtiment.)

Les coefficients de charge réduits sont présentés aux tableaux 4-1 à 4-4, qui sont tous tirés directement du Commentaire N. Les éléments qui ne s'appliquent pas aux murs OA/PM ont été supprimés. Pour plus de détails, voir le Commentaire N et l'article de fond de Allen[4]. Voir également le modèle de calcul fourni à la fin de la présente section.

TABLEAU 4-1
Coefficients de charge recommandés pour une évaluation structurale[1]

Degré de fiabilité[2]	Coefficient de charge			Coefficient de simultanéité des charges (ψ)
	Charge permanente (α_D)	Charge variable α_L ou α_W[5]	Charge sismique[3] α_E[5]	
5	1,25 (0,85)[4]	1,50	0,6	0,70
4	1,20 (0,88)[4]	1,40	0,6	0,70
3	1,15 (0,91)[4]	1,30	0,6	0,75
2	1,11 (0,93)[4]	1,20	0,6	0,75
1 ou 0	1,08 (0,95)[4]	1,10	0,6	0,80

Notes sur le tableau 4 - 1

[1] *Ce tableau ne s'applique pas à l'évaluation des bâtiments sinistrés.*

[2] *Fiabilité = somme des indices attribués au comportement du système, à la catégorie de risque et au rendement antérieur, définis au tableau 4 - 2.*

[3] *Pour des recommandations plus précises sur le coefficient de charge sismique, se reporter au Commentaire N[1] et aux Lignes directrices du CNR pour l'évaluation sismique des bâtiments existants[2].*

[4] *La valeur indiquée entre parenthèses s'applique lorsque la charge permanente n'a pas déterminé de rupture.*

[5] *Appelé αQ dans le CNBC de 1990.*

TABLEAU 4 - 2
Indices recommandés pour le calcul du degré de fiabilité

Éléments à prendre en compte dans le calcul du degré de fiabilité	Indice
Comportement du système	
Défaillance entraînant un effondrement et ayant un impact probable sur des personnes	2
Défaillance peu susceptible d'entraîner un effondrement ou peu susceptible d'avoir un impact sur des personnes	1
Défaillance locale seulement, peu susceptible d'avoir un impact sur des personnes	0
Catégorie de risque (voir le tableau 4-3)	
élevé	2
modéré	1
faible	0
Rendement antérieur	
Aucune donnée n'indique un rendement antérieur satisfaisant	1
Rendement antérieur satisfaisant[1] ou charge permanente mesurée[2]	0

Notes sur le tableau 4 - 2

(1) *Aucune détérioration appréciable sur une période d'au moins 20 ans.*

(2) *Ne s'applique qu'au coefficient de charge permanente.*

Tableau 4 - 3
Catégorie de risque[1]

Catégorie	Description
élevé	Écoles et autres usages où de nombreuses personnes sont susceptibles d'être exposées au risque lié à la défaillance ($N^{(2)}$ = 100 ou plus), édifices de grand intérêt patrimonial, installations industrielles ou autres établissements à usages dangereux.
modéré	Autres usages où un nombre relativement peu élevé de personnes sont susceptibles d'être exposées au risque lié à la défaillance ($N^{(2)}$ = 5 à 100).
faible	Autres usages où la surface de plancher ou la surface extérieure adjacente exposée à la défaillance ne sont pas susceptibles d'être occupées par des personnes ou ne seraient occupées que par un nombre restreint de ($N^{(2)}$ <5).

Notes sur le tableau 4 - 3

(1) *Ce tableau ne s'applique pas à l'évaluation des bâtiments sinistrés.*

(2) *Le nombre maximal approximatif de personnes exposées au risque lié à la défaillance, N, peut se calculer comme suit :*
N = [aire occupée exposée au risque, en $m^{2(5)}$] x [densité d'occupation$^{(3)(5)}$] x [coefficient de durée$^{(3)(4)(5)}$]

(3) *Pour les occupants du bâtiment, ce paramètre peut être estimé à l'aide des données du tableau 4 - 4.*

(4) *Coefficient de durée = [nombre hebdomadaire moyen d'heures d'occupation]/100 ≤ 1,0.*

(5) *Pour les personnes se trouvant à l'extérieur du bâtiment, dans l'aire adjacente, ces paramètres doivent être établis approximativement à partir de la formule applicable aux occupants du bâtiment.*

Tableau 4 - 4
Paramètres d'estimation de N

Usage principal	Densité d'occupation en personnes par m²	Nombre hebdomadaire moyen d'heures d'occupation
Établissements de réunion	1,0	5 à 50
Magasins et établissements de services personnels	0,2	50 à 80
Bureaux, établissements de soins ou de détention, établissements industriels	0,1	50 à 60
Habitations	0,05	100
Lieux d'entreposage	0,01 à 0,02	100

4.2.2.1 *Exemple de calcul*

Les coefficients de charge réduits du tableau 4 - 1 sont réputés s'appliquer à l'élément précis visé par le calcul. Pour les besoins de cet exemple, la vérification du poteau en acier repose sur l'hypothèse que le parement en maçonnerie n'accomplit aucun travail structural et que la charge éolienne est supportée entièrement par le mur de fond. Cette hypothèse s'inscrit dans la méthode de calcul exigé par le code[5] pour les bâtiments neufs.

Prenons comme exemple un immeuble d'habitation construit 10 ans auparavant de 19 m de hauteur, de 21 m de largeur et de 46 m de longueur. Le mur OA/PM à l'étude est situé sur la façade arrière de 46 m du bâtiment. On suppose qu'en cas d'effondrement du mur, les personnes les plus exposées à un risque de mort ou de blessure grave seraient celles qui se trouvent dans l'aire adjacente. On pourrait utiliser les paramètres ci-dessous.

D'après le tableau 4 - 4

Densité d'occupation (habitation)	= 0,05 personne/m²
Nombre hebdomadaire moyen d'heures d'occupation	= 100

Il est à noter qu'on pourrait définir une densité d'occupation plus élevée pour d'autres zones du bâtiment, par exemple, la zone adjacente à l'entrée principale. Il peut aussi être nécessaire d'ajuster le nombre hebdomadaire moyen d'heures d'occupation si l'arrière du bâtiment n'est occupé qu'occasionnellement aux fins de la collecte des ordures ménagères ou s'il sert d'aire de stationnement ou d'aire de jeu pour les enfants. Il faut également tenir compte du type de charge dans le présent calcul. Pendant une tempête de vent, les gens tendent à se réfugier à l'intérieur, aussi est-il peu probable qu'ils occupent les aires extérieures adjacentes. Au moment d'un séisme, en revanche, ils sont portés à évacuer les bâtiments, ce qui rend leur présence dans ces zones plus probable.

D'après le tableau 4 - 3

Coefficient de durée = 100/100 = 1,0

Supposons que la zone exposée aux chutes de brique s'étend jusqu'à 10 m de la façade de l'immeuble et se prolonge sur 10 % de la longueur du mur au-delà de chaque angle (soit 20 % de 46 m au total). Cette aire coïncide avec l'emplacement de la charge éolienne maximale définie dans la figure B-8 du Supplément du CNBC de 1990[6].

Ainsi, N = (0,2 x 46 x 10) x (0,05) x (1,0) = 4,6 et
Catégorie de risque = faible

D'après le tableau 4 - 2

Indice de rendement antérieur = 1 (aucune donnée n'indique un rendement antérieur satisfaisant, l'âge du bâtiment étant < 20 ans)

Indice de catégorie de risque = 0 (faible)

Indice de comportement du système = 1 (défaillance peu susceptible d'entraîner un effondrement ou d'avoir un impact sur les occupants)

L'indice de comportement du système est une indication de l'impact de la défaillance d'un élément. Que se produira-t-il si l'élément (l'ossature, dans le cas qui nous occupe) cède? Le système structural comporte-t-il des dispositifs de sécurité (comme des parcours de charge de remplacement) conçus pour réduire le risque de mort ou de blessure en cas de défaillance structurale? Ces questions demandent une étude technique poussée. Dans le cas d'une défaillance de l'ossature, on peut compter sur l'existence de parcours de charge de remplacement, le parement en maçonnerie étant susceptible d'agir comme élément

porteur horizontal aux endroits où les poteaux ont cédé. Ce comportement de flexion horizontale peut également renforcer les angles du bâtiment, où la maçonnerie est supportée sur trois côtés (dessus, dessous et angle du bâtiment). De plus, des résultats de laboratoire[7, 8] indiquent que les murs OA/PM présentent une réserve de résistance considérable même lorsque des conditions limites neutralisent la capacité auto-portante horizontale de la maçonnerie.

D'après le tableau 4 - 1

Degré de fiabilité = Somme des trois indices du tableau 4 - 2 = 1 + 0 + 1 = 2

et α_w = 1,2 (au lieu de la valeur de 1,5 attribuée aux bâtiments neufs — soit une réduction de 20 % du coefficient de sécurité).

4.2.2.2 *Charges recommandées aux fins des évaluations*

Ces recommandations sont tirées du Commentaire N sur le CNBC de 1990[1].

Charges dues aux mouvements (mouvements thermiques, mouvements dus à l'humidité et mouvements différentiels dus au fluage et aux déformations élastiques)

Dans le Commentaire N, il est indiqué qu'en l'absence de symptômes de désordre, on peut faire abstraction des charges dues aux mouvements dans l'évaluation structurale d'un bâtiment existant. Les résultats d'une surveillance antérieure du bâtiment constituent le meilleur indicateur de ce type de problème. Le nombre d'années de surveillance nécessaires varie selon le type de mouvement observé. Les conditions qui déterminent l'apparition des divers mouvements sont exposées au chapitre 3.

Charges éoliennes

On recommande d'utiliser les charges éoliennes prescrites dans le code du bâtiment en vigueur. Une certaine réduction (ou augmentation) peut être justifiée si les vitesses du vent dans la zone considérée sont surveillées et comparées aux enregistrements de la station météorologique locale. Une modification ultérieure de la topographie locale ou de la forme du bâtiment peuvent toutefois invalider ce type d'étude.

Charges sismiques

Les charges sismiques doivent être tirées du CNBC de 1995 et combinées au coefficient de charge réduit de 0,6 fourni au tableau 4 - 1.

Cette charge sismique réduite par pondération ne doit être considérée appropriée qu'à titre de « critère de déclenchement aux fins de la modernisation parasismique du bâtiment. Aux fins des calculs de modernisation, toutefois, les coefficients de charge doivent de préférence être ramenés aux valeurs prescrites dans le CNBC[1]. »

4.2.2.3 *Résistances pondérées aux fins des évaluations*

Il faut utiliser les résistances (y compris les coefficients de résistance appropriés) prescrits dans les normes de matériaux applicables[1].

4.2.3 Évaluation structurale à l'aide d'une analyse classique

Dans les codes du bâtiment, on a toujours exigé que la charge éolienne soit entièrement transmise au mur de fond à ossature en acier et que la contribution structurale du parement soit exclue des calculs. Cette démarche analytique fait peut-être abstraction d'une réserve considérable de résistance, mais elle a le mérite d'être simple et constitue une méthode d'analyse préliminaire appropriée. Cette méthode est décrite en détail dans le document Lightweight Steel Framing Design Manual[37] de l'ICTAB. Voir la norme S304.1[27] pour connaître les charges maximales admissibles pour les agrafes.

L'analyse classique doit être combinée à la démarche fondée sur des coefficients de charge réduits, qui est présentée au point 4.2.2.

4.2.4 Évaluation structurale par analyse des éléments finis

Les outils d'analyse dont on dispose à l'heure actuelle font intervenir trop d'hypothèses simplificatrices pour permettre la modélisation exacte du comportement réel des systèmes de mur OA/PM. Ces hypothèses simplificatrices (voir le point 4.2.3) produisent ordinairement des conceptions prudentes qui sont économiques et simples à réaliser dans un bâtiment neuf, mais qui peuvent imposer des coûts de réparation écrasants et injustifiés une fois l'ouvrage achevé.

Afin de résoudre ce problème, on a conçu un programme d'analyse par éléments finis (programme OA/PM[9]) pour faciliter l'évaluation structurale des murs défectueux*. Ce programme fournit aux ingénieurs un outil d'analyse évolué, précis et peu coûteux à utiliser. Il possède les fonctionnalités suivantes :

---

* *La routine d'analyse de base de ce programme a été élaborée dans le cadre d'un autre projet de la SCHL[10], puis augmentée d'un certain nombre de fonctions répondant aux besoins précis du présent projet. Le programme et des exemples d'analyses sont distribuées sur 3 disquettes de 1,44 Mo et accompagnés d'un manuel de l'utilisateur distinct (131 pages)[9].*

- examen des comportements de flexion bidirectionnelle de la maçonnerie. Le programme traite le parement comme une plaque travaillant en flexion dotée de différentes propriétés de résistance et de rigidité dans les sens horizontal et vertical;
- modélisation de la flexibilité des éléments en acier (agrafes, lisses et poteaux);
- calcul de la résistance maximale des agrafes. À chaque niveau de charge analysé par le programme, les agrafes soumises à des contraintes supérieures à leur résistance maximale sont réputées céder et ne plus contribuer à la résistance du système;
- prise en compte de l'effet des fenêtres et des autres baies dans l'analyse;
- transmission des charges exercées sur les fenêtres ou les portes à l'ossature ou au parement à partir de points de fixation présélectionnés;
- définition de diverses conditions limites pour la maçonnerie et l'ossature (notamment aux angles et à la jonction des murs de contreventement);
- prédiction du comportement de fissuration du mur au moyen d'une routine d'analyse itérative. Le programme calcule la configuration des fissures de même que les charges qui déterminent les différents stades de fissuration (par exemple, apparition de la première fissure, propagation complète de la première fissure, apparition de la deuxième fissure, etc.);
- définition de la configuration des fissures par l'utilisateur;
- étude de l'effet des agrafes à maçonnerie manquantes ou posées en rattrapage;
- étude des effets structuraux d'une pressurisation complète ou partielle.

Le programme comporte en outre un certain nombre de fonctions qui ajoutent à la convivialité du dialogue :

- il renferme un générateur de maillage qui épargne à l'utilisateur une bonne partie des opérations fastidieuses de saisie tout en préservant la souplesse nécessaire au traitement d'un grand nombre de géométries de mur;
- il comprend des banques de données dans lesquelles sont stockées des valeurs de rigidités déduites expérimentalement (à partir de résultats d'études menées à l'Université McMaster[11, 12]) pour les agrafes, les sablières et les lisses basses ainsi que les valeurs relatives aux propriétés des poteaux tirées des documents techniques sur les produits;
- ces bases de données peuvent être augmentées ou modifiées au besoin;
- les écrans instantanés sont largement utilisés pour faciliter la saisie des données;
- des routines de traçage ont été ajoutées pour permettre à l'utilisateur de visualiser les géométries et les conditions limites saisies ainsi que le profil des contraintes, les forces exercées sur les agrafes, les profils de fléchissement et la configuration des fissures qui en résultent;
- les données graphiques peuvent être enregistrées dans un fichier ou imprimées (imprimante Postscript ou traceur HP-GL);
- les données de sortie détaillées sont transférées dans un fichier ASCII auquel on peut facilement accéder à l'aide d'un éditeur DOS ou d'un logiciel de traitement de texte courant. Ces fichiers de sortie peuvent être imprimés sur tous les modèles d'imprimantes. Ils contiennent des données sur les efforts de flexion et de cisaillement et les moments appliqués sur les poteaux, les charges

supportées par les agrafes et les contraintes exercées sur le parement. La géométrie d'entrée générée par le programme est également fournie.

Pour une description détaillée des capacités et des limites du programme, voir le manuel de l'utilisateur. Ce manuel renferme en outre des directives détaillées d'utilisation ainsi que quatre études de cas qui illustrent l'ensemble des fonctionnalités du programme.

Étude de cas 1 - A

Cette étude de cas porte sur un mur de 5,2 m de longueur comportant un parement de 2,8 m de hauteur, qui a été soumis à des essais à l'Université McMaster. (Un schéma est présenté à la page 49 du manuel de l'utilisateur.) Cet exemple, qui sert d'introduction au programme, montre comment il faut traiter les espacements irréguliers entre poteaux et de quelle façon on peut tirer parti de la fonction de symétrie par rapport à l'axe longitudinal.

Étude de cas 1 - B

Dans l'étude de cas 1 - A, c'est le programme qui génère la fissure de mi-hauteur. L'étude de cas 1 - B est identique, sauf que la fissure de mi-hauteur est forcée.

Étude de cas 2 - A

Cette étude de cas sert à faire la démonstration de certaines fonctionnalités du programme. (Un schéma est présenté aux pages 88 et 89 du manuel de l'utilisateur.) Le mur à l'étude présente les caractéristiques suivantes : deux baies de fenêtre, agrafes manquantes, montants non solidarisés et mur de contreventement. Le dernier poteau est fixé au mur de contreventement, mais non le parement en maçonnerie. On a utilisé la fonction de symétrie par rapport à l'axe longitudinal pour réduire de moitié le travail de saisie. Il est à noter que cet exemple correspond à peu près au problème le plus complexe qu'on puisse traiter sans dépasser les limites de mémoire vive du programme.

Étude de cas 2 - B

L'étude de cas 2 - B est identique au cas 2 - A, mais cette fois, les agrafes d'origine sont remplacées par des agrafes posées en rattrapage. (Un schéma est présenté à la page 112 du manuel de l'utilisateur.) On a fixé ces agrafes aux poteaux intérieur et extérieur des montants pour solidariser ces éléments et s'assurer qu'ils opposent une résistance conjointe aux charges éoliennes appliquées sur la zone de la fenêtre.

Notes (Voir aussi l'annexe D)

- La plupart des programmes d'analyse structurale acceptent une charge de calcul comme donnée d'entrée et génèrent la réaction de l'élément soumis à

cette charge. Le programme OA/PM calcule plutôt la capacité de charge du mur à différents stades de fissuration.

La charge et la réaction résultante du mur sont d'abord calculées au moment de l'apparition d'une fissure dans le parement. L'utilisateur peut alors demander au programme de réitérer l'analyse pour permettre à la fissure de se propager (sous l'effet de charges croissantes), élément par élément, jusqu'à ce qu'elle soit entièrement développée. Cette analyse itérative peut être poursuivie après l'apparition et la propagation de la deuxième fissure. Le processus est normalement interrompu lorsque la charge de calcul est atteinte. Il est à noter que le comportement du système de mur cesse d'être linéaire à l'apparition de la première fissure.

- Les données de sortie générées par le programme sont étroitement liées aux données d'entrée sur les propriétés du parement en maçonnerie. Ces propriétés comprennent le module d'élasticité dans les plans parallèle et perpendiculaire au joint horizontal ainsi que la résistance à la traction dans les plans parallèle et perpendiculaire au joint horizontal. L'utilisateur peut se servir des valeurs indiquées dans les codes et des résultats d'essais menés sur de petites éprouvettes. Pour plus de détails, voir le point 4.2.5, Méthodes d'essai applicables aux petites éprouvettes.

- Comme il est indiqué au point 3.1, l'état des murs OA/PM doit être évalué avant et après fissuration. Le plus souvent (mais non pas dans tous les cas — notamment lorsque les géométries sont complexes), avant fissuration, l'état du mur est caractérisé par un chargement maximal des agrafes et après fissuration, par un chargement maximal du mur de fond à ossature en acier. Il peut être prudent d'analyser une géométrie de mur donnée en fonction de la résistance et de la rigidité maximale et minimale prévues de la maçonnerie. Ainsi, pour une résistance maximale de la brique, la fissuration serait retardée et des charges maximales s'exerceraient sur les agrafes. Pour une résistance minimale, en revanche, des charges maximales seraient appliquées sur les poteaux.

- On recommande d'appliquer aux données de sortie du programme les coefficients de charge recommandés à la partie 4 du CNBC de 1995 et les coefficients de résistance indiqués dans la norme de produit appropriée.

4.2.5 Essais en vraie grandeur sur place*

On entreprend ordinairement des essais en vraie grandeur sur place pour vérifier la capacité de l'élément construit.

L'un des appareils pouvant être utilisés aux fins de ces essais est illustré aux figures 4 - 1 et 4 - 2. Pour plus de détails, voir la norme ASTM E72[13].

---

* *L'auteur tient à remercier Stuart Hall, ing., de J. Stuart Hall & Associates Ltd., firme d'ingénieurs-conseils d'Ottawa, pour bon nombre des concepts exposés dans cette section. Le banc d'essai illustré au figures 4 - 1 et 4 - 2 est une variante d'un banc d'essai qui a permis à J. Stuart Hall & Associates d'obtenir de bons résultats dans l'examen d'un bâtiment à murs OA/PM de la région d'Ottawa.*

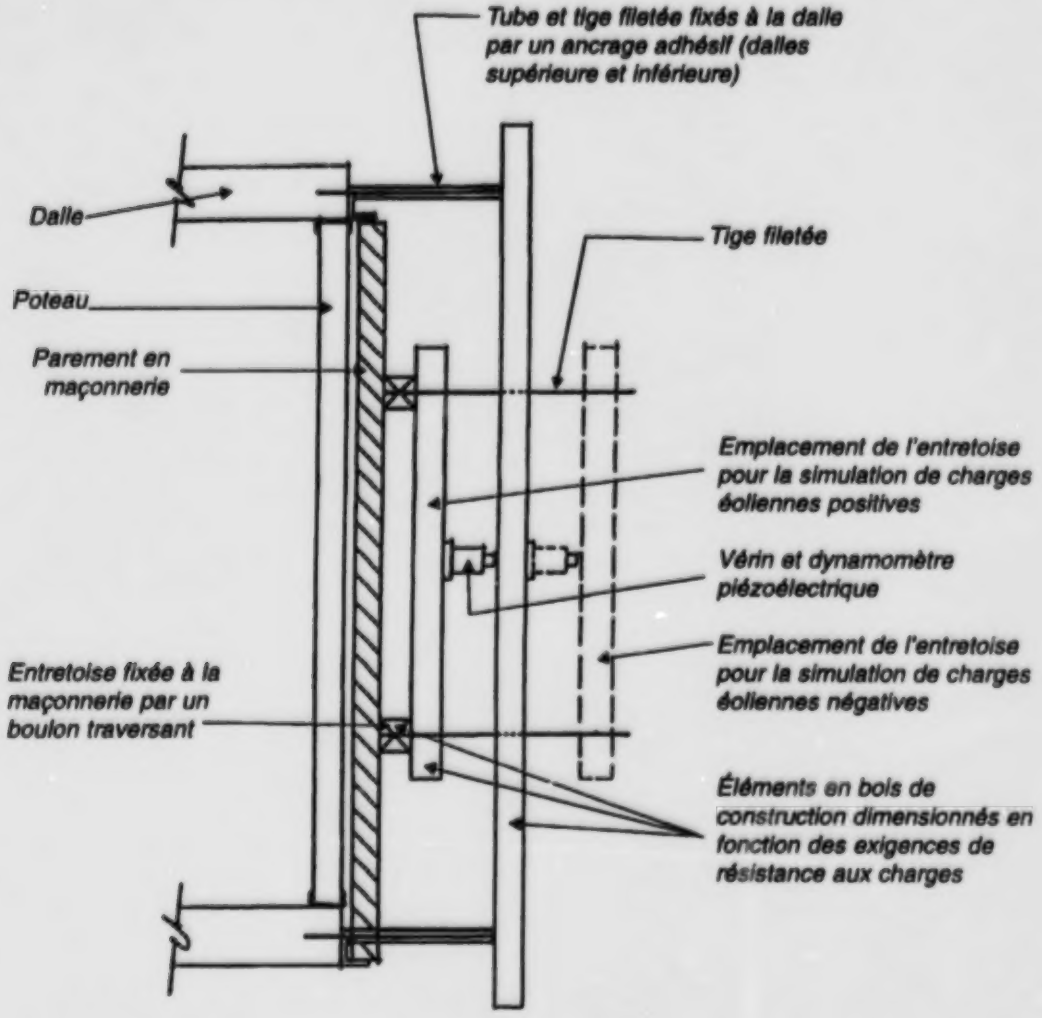


FIGURE 4 - 1
VUE EN COUPE D'UN APPAREIL D'ESSAI EN VRAIE GRANDEUR SUR PLACE
(Voir aussi la figure 4 - 2)

Note : Cet appareil est une variante d'un banc d'essai à l'aide duquel J. Stuart Hall & Associates Ltd. ont obtenu de bons résultats dans l'examen d'un bâtiment de la région d'Ottawa.

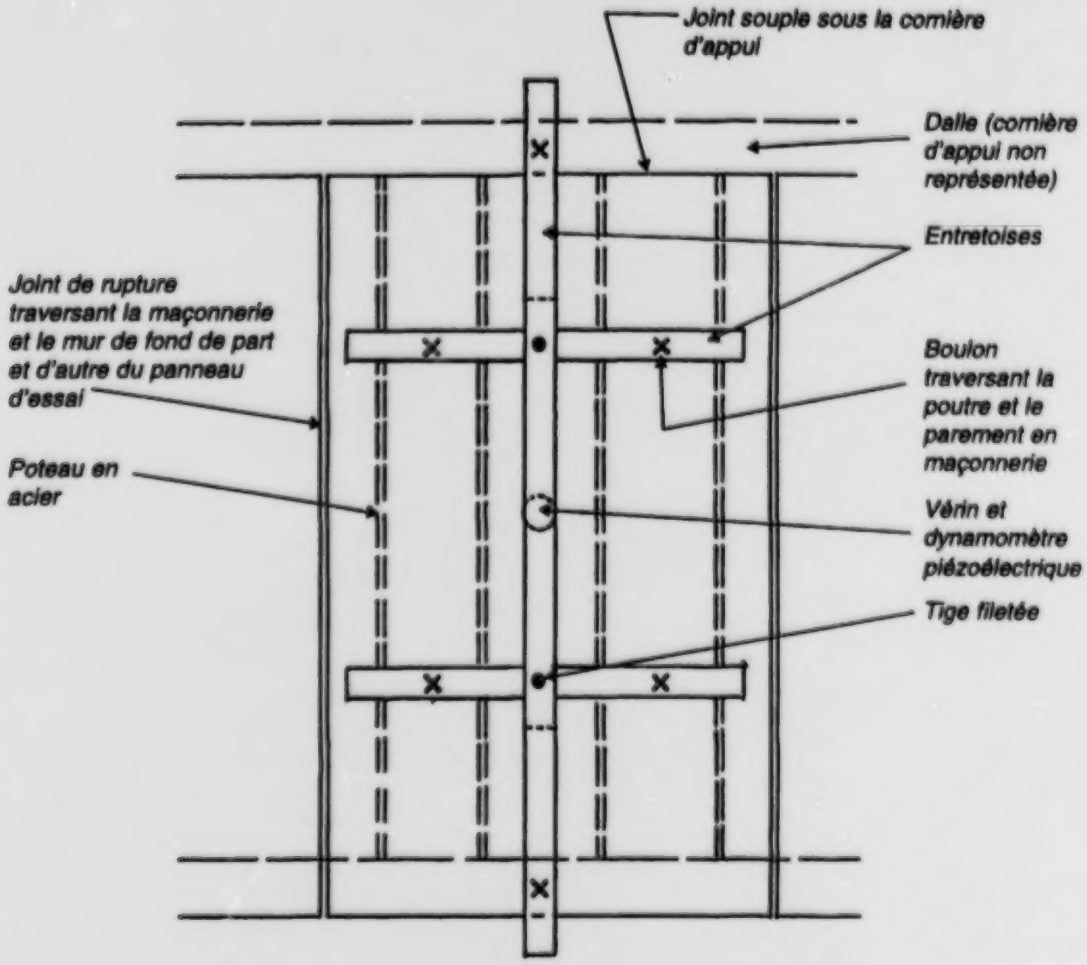


FIGURE 4 - 2
VUE EN ÉLÉVATION D'UN APPAREIL D'ESSAI EN VRAIE GRANDEUR SUR PLACE
(Voir aussi la figure 4 - 1)

Essais en vraie grandeur — analyse

- Comme le parement en brique présente une résistance et une rigidité à la flexion considérables, on doit découper les joints de rupture indiqués à la figure 4 - 2 pour isoler la partie du parement qui réagit à la charge appliquée.

- Le mur de fond à ossature en acier présente également une certaine capacité portante horizontale. Les joints de rupture illustrés à la figure 4 - 2 doivent se prolonger dans les revêtements intérieur et extérieur du mur de fond ainsi que dans le contreventement traversant les évidements.

- Si la résistance de l'assemblage de la sablière ou de la lisse basse à dalle en béton est douteuse, on doit découper les lisses à l'emplacement du joint de rupture. De même, si la résistance de la sablière extérieure est douteuse, il faut découper les sablières intérieure et extérieure à l'emplacement du joint de rupture. Il peut toutefois être difficile d'isoler certaines parties de la sablière et de la lisse basse lorsque les fixations pour béton sont correctement fixées.

- Dans certains projets (des murs qui présentent des fenêtres pleine hauteur, par exemple), il n'est pas nécessaire de pratiquer des joints de rupture, car certaines parties de mur sont déjà isolées. Ces parties de mur isolées sont toutefois souvent délimitées par des fenêtres, aussi faut-il s'assurer que le mur est dégagé des éléments d'ossature qui entourent la fenêtre.

- Il peut être difficile de mobiliser la capacité de mouvement bidirectionnel de la maçonnerie. L'appareil d'essai illustré aux figures 4 - 1 et 4 - 2 n'étant généralement pas en mesure de produire cet effet, il peut être nécessaire d'utiliser un dispositif de chargement à coussin d'air.

- Comme il est indiqué au point 3.1.1, les murs OA/PM ne présentent pas le même comportement avant et après fissuration. Avant fissuration, la maçonnerie supporte 80 à 90 % de la charge, et l'agrafe supérieure est la plus lourdement chargée. Après fissuration, la plus grande partie de la charge est transmise au mur de fond à ossature en acier, et c'est l'agrafe intermédiaire qui est la plus lourdement chargée. Dans la mesure du possible, les essais doivent permettre de déterminer l'état du mur avant et après fissuration. Naturellement, on ne pourra examiner l'état avant fissuration d'un mur déjà fissuré.

- Lorsqu'il n'y a pas de joint souple sous la cornière d'appui, il faut incorporer un joint souple dans la partie de mur soumise aux essais. Pour ce faire, il suffit pour d'enlever l'assise de briques située immédiatement sous la cornière d'appui. Lorsque le mur comporte un joint souple, il faut retirer le calfeutrage et la garniture tubulaire. Dans des essais réalisés à l'Université McMaster[7], on a observé que le calfeutrage et la garniture tubulaire transmettaient parfois (mais pas toujours) des charges considérables et pouvaient donc réduire la charge appliquée sur l'agrafe supérieure.

- Dans les murs où un joint rigide a été réalisé sous la cornière d'appui au moment de la construction, il est très probable que le parement en maçonnerie ait subi des contraintes de compression appréciables. Ces contraintes

augmentent ordinairement la résistance et la rigidité du parement, ce qui réduit d'autant la charge appliquée sur le mur de fond à ossature en acier.

Lorsqu'un joint souple est réalisé dans la partie de mur étudiée, les poteaux en acier sont exposés — peut-être pour la première fois — à une charge. Au cours des premiers cycles de chargement, la résistance et la rigidité des poteaux sera augmentée par l'action combinée des revêtements en plaques de plâtre[14, 8].

Dans ces circonstances, il est nécessaire de soumettre le mur étudié à un chargement cyclique avant d'appliquer la charge d'essai.

- Dans certains cas, les conditions limites de calcul ne sont pas observées dans les poteaux types d'ossature (voir la figure 4 - 2). Il arrive souvent que les enchevêtrures (montants jumelés, sablières et lisses basses) et les agrafes qui entourent les baies soient les éléments les plus lourdement chargés d'un mur OA/PM. Il faut s'assurer que la méthode d'essai produit une analyse exacte du comportement de ces zones de mur.

- Avant de procéder aux essais, il faut pratiquer un certain nombre de regards d'inspection pour repérer les conditions limites. Comme il est peu probable que les conditions limites pour tous les éléments critiques du mur soient réunies au même endroit, des essais devront être effectués en différents endroits.

  La localisation des conditions limites n'est pas toujours aisée. Si, par exemple, la résistance des agrafes à maçonnerie est douteuse, on doit choisir comme élément d'essai un mur qui comporte une cavité murale importante exempte de ponts de mortier. C'est en effet aux endroits où la lame d'air est importante que la résistance à la compression des agrafes sera la plus faible, que l'épaisseur d'enrobage des agrafes dans le lit de mortier sera vraisemblablement réduite et que les ponts de mortier susceptibles d'agir comme parcours de remplacement des charges de compression exercées sur les agrafes sont les moins nombreux.

- Il est difficile d'établir le nombre d'essais qu'il faut mener pour obtenir une représentation statistique du comportement de l'ensemble du mur OA/PM.

  Si les techniques d'analyse indiquent que le mur est en grande partie soumis à des contraintes excessives, il est préférable d'utiliser des échantillons de grandes dimensions. L'expert doit alors s'en remettre entièrement aux essais en vraie grandeur pour établir l'intégrité structurale du mur. Comme chaque détail de construction (structural et architectural) peut être important, il est nécessaire d'effectuer d'autres essais pour déceler toutes les irrégularités.

  Si l'on a pratiqué de nombreux regards d'inspection et localisé les conditions limites, on peut réduire le nombre d'essais.

  Si l'on observe une dispersion statistique importante après l'exécution d'un certain nombre d'essais, il convient d'élargir l'échantillon, en particulier lorsque la moyenne des résultats d'essai se situe aux environs de la charge cible.

- Lorsque le mur présente des signes de détérioration, par exemple la corrosion des éléments en acier, il peut être nécessaire de procéder périodiquement à de nouveaux essais pour surveiller la détérioration et s'assurer que le degré d'intégrité structurale du mur ne tombe pas sous les seuils d'acceptabilité.

- On tirera davantage d'information d'un essai de chargement si les divers éléments du mur sont observés avant, pendant et après l'essai. Pour faciliter l'observation, on peut découper des regards d'inspection dans les revêtements intérieur et extérieur. (L'enlèvement complet du revêtement réduirait les forces de retenue de l'effort de torsion, voire la résistance à la rupture du mur de fond à ossature en acier.)

- Dans les essais réalisés à l'aide de l'appareil illustré aux figures 4 - 1 et 4 - 2, la charge latérale est entièrement appliquée sur le parement en maçonnerie, aucune charge ne s'exerçant sur le mur de fond à ossature en acier (sauf les charges transmises par les agrafes à maçonnerie). Du point de vue des charges éoliennes, ce type de chargement fait entièrement abstraction des pressions produites par une pressurisation éventuelle du mur. S'il y a pressurisation (complète ou partielle) du mur, le comportement observé pendant l'essai ne pourrait pas être vraiment représentatif. De plus, certains éléments d'ossature comme les pare-air et leurs détails de fixation ne sont pas éprouvés.

Charges et coefficients de sécurité

Il existe deux types d'essais : les essais de surcharge, dans lesquels le mur est soumis à une surcharge prédéterminée, et les essais de résistance limite, qui sont essentiellement des essais de rupture. Un essai de surcharge qui échoue correspond, en fait, à un essai de résistance limite.

Les essais de surcharge sont les plus économiques et suffisent à établir la sécurité structurale d'un mur. Un essai de surcharge d'épreuve échoue lorsque le mur s'effondre (parce qu'il a atteint sa résistance limite) ou fléchit d'une façon incontrôlable (déformations plastiques importantes n'entraînant aucun accroissement de la capacité portante) avant que la charge cible n'ait été atteinte.

Pour établir la charge cible, il convient de combiner les charges latérales recommandées dans le CNBC de 1995[7] (tant positives que négatives) au coefficient de charge de 1,6 indiqué dans le Commentaire N sur le CNBC de 1995. Dans le Commentaire N, on recommande également le maintien de la charge pendant une période de 24 heures. Comme il a été mentionné précédemment, il peut être nécessaire de soumettre le mur à un chargement cyclique avant de procéder aux essais de surcharge.

Il faut vérifier l'aptitude au service aux niveaux de chargement spécifiés sans appliquer de coefficient de sécurité.

Essais en vraie grandeur — Avantages

- On peut mesurer le rendement réel du mur sans poser d'hypothèses simplificatrices sur le comportement structural ou les propriétés des matériaux.

Essais en vraie grandeur — Inconvénients

- Les essais peuvent entraîner des dérangements et des coûts appréciables.
- Il peut être difficile d'isoler une partie du mur de manière à empêcher les éléments voisins de contribuer fortuitement à la résistance opposée à la charge appliquée.
- Il peut être difficile de simuler le chargement du mur de fond lorsque le mur est pressurisé.
- Il peut être difficile de choisir un échantillon statistiquement représentatif.
- Il faut s'assurer que le chargement produira un effet maximal sur les divers éléments du mur.

4.2.6 Méthodes d'essai pour les éprouvettes à échelle réduite

Les essais à échelle réduite permettent d'obtenir des données d'entrée utiles dans diverses démarches avancées d'évaluation de la maçonnerie, dont le programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM dont il a été question précédemment.

Les méthodes d'essai abordées ci-après permettent de mesurer la résistance à la flexion des liaisons soumises à des tensions dans les plans parallèle et perpendiculaire aux joints horizontaux. On suppose que les prismes utilisés dans ces essais sont découpés dans le mur en place.

Il est à noter que dans toutes les méthodes proposées, il faut d'abord éprouver la résistance en traction puis la résistance en compression du joint tiré.

Résistance à la flexion (traction) des liaisons dans le plan perpendiculaire au joint horizontal

La résistance à la flexion des liaisons peut être mesurée à l'aide de l'essai d'adhérence à la clé (norme ASTM C 1072[15]) ou de l'essai de la poutre (ASTM E 518[16]).

L'essai de la poutre est mené sur un prisme d'appareil damier d'au moins 450 mm de hauteur chargé au tiers ou soumis à une charge uniforme au moyen d'un coussin d'air. On peut remplacer le prisme d'appareil damier prescrit dans la norme par une éprouvette d'appareil en panneresse.

Dans l'essai de cohésion à la clé, on fixe un bras de levier et une pince à l'assise supérieure de l'éprouvette et l'on provoque la rupture de la liaison en

appliquant un moment (et une charge axiale ayant un effet négligeable sur les résultats). Des bras de levier d'une longueur atteignant 1 200 mm ont été utilisés sur le terrain. À la différence de l'essai de la poutre, qui ne permet d'obtenir des données de rupture que sur un seul joint, l'essai d'adhérence à la clé a l'avantage de fournir des données de rupture sur chacun des joints de l'éprouvette. Voir aussi le point 2.2.

Pour plus de détails, voir Drysdale et coll.[17].

Résistance à la flexion des liaisons dans le plan parallèle au joint horizontal

Les éprouvettes peuvent être éprouvées à l'aide de l'essai d'adhérence à la clé ou l'essai de la poutre mentionnés ci-dessus. Il est fortement recommandé d'utiliser une éprouvette d'au moins 4 unités de longueur et d'un nombre pair d'assises (par exemple 4). La présence à l'extrémité de l'éprouvette de demi-unités toutes les deux assises assurera la symétrie[17].

Pour plus de détails, voir Drysdale et coll.[17].

Module d'élasticité

On ne peut déterminer le module d'élasticité qu'à partir des petites éprouvettes utilisées dans les essais de résistance à la flexion. Le fléchissement à la rupture est trop peu marqué pour produire des résultats utiles. L'expert peut déduire un module d'élasticité (réputé égal dans les sens horizontal et vertical) à l'aide de l'une des deux méthodes suivantes :

- utiliser le module S304[3] modifié;

  $E_m = kf_m$, où k = 500 à 600 pour la brique d'Amérique du Nord[17];

- effectuer des essais de compression sur un prisme découpé dans le mur. Drysdale et coll.[17] recommandent une éprouvette de 1 unité de longueur et d'environ 6 unités de hauteur pour une longueur de référence de 200 mm. La longueur de référence doit comprendre un nombre pair d'unités et de joints de mortier. Pour plus de détails, voir la norme ASTM E 447[18] et Drysdale et coll.[17].

4.3 Critères d'acceptabilité pour la résistance, l'aptitude au service et les caractéristiques de construction

Dans la présente section, on définit des critères d'acceptation ou de rejet de divers éléments du système de mur qui présentent un désordre. Voir l'exposé du chapitre 3 sur les caractéristiques de construction, l'aptitude au service et la résistance de ces éléments.

Pour ce qui est de la résistance structurale, il faut utiliser les méthodes d'analyse suggérées au point 4.2 pour déduire les charges et les contraintes pondérées appliquées sur chacun des éléments du système de mur. Ces charges et contraintes pondérées doivent être vérifiées en regard des critères d'acceptabilité de la présente section. Ces critères sont en fait des résistances pondérées applicables aux divers éléments de mur.

En ce qui concerne l'aptitude au service, il faut utiliser les résultats obtenus à l'aide des méthodes d'analyse du point 4.2, mais appliquer cette fois les charges spécifiées et comparer les nouveaux résultats aux limites de fléchissement recommandées dans la présente section.

Les caractéristiques de construction sont traitées globalement (point 4.3.1) et ne sont pas analysées pour chaque élément du système de mur.

Le lecteur pourra utiliser les renvois contenus dans l'index du tableau 4 - 1 pour repérer l'information dont il a besoin dans le corps du texte. Ce tableau dresse une liste alphabétique :

- des symptômes observés;
- des éléments de mur présentant un désordre;
- des méthode de remise en état.

TABLEAU 4 - 1
Index — Se reporter aux numéros de section indiqués

Élément de mur ou symptôme	Résistance	Aptitude au service	Construction
Agrafes	*Voir 4.3.2.5*	*Voir 4.3.2.5*	*Voir 4.3.1*
Appuis de fenêtre	*Voir Fenêtres*	*Voir Fenêtres*	*Voir Fenêtres*
Assèchement			*Voir 4.3.1*
Calfeutrage	*Voir Produits d'étanchéité*	*Voir Produits d'étanchéité*	*Voir Produits d'étanchéité*
Cavité	*Voir Lame d'air*	*Voir Lame d'air*	*Voir Lame d'air*
Chantepleures	*Voir Évents*	*Voir Évents*	*Voir Évents*
Contreventement	*Voir 4.3.2.11*		*Voir 4.3.1*
Cornières d'appui	*Voir 4.3.2.1*	*Voir 4.3.2.1*	*Voir 4.3.1*
Corrosion	*Voir 4.3.2.18*		*Voir 4.3.1*
Déflecteurs de pluie	*Voir 4.3.2.7*		*Voir 4.3.1*
Dilatation et retrait thermiques		*Voir 4.3.2.3 (a), (b) et (c)*	*Voir 4.3.1*
Efflorescence			*Voir 4.3.1*
Effritement			*Voir aussi Gel et dégel, Efflorescence*
Évents et chantepleures			*Voir 4.3.1*
Fissuration due aux mouvements horizontaux		*Voir 4.3.2.3 (a) et (c)*	*Voir 4.3.1*
Fissuration due aux mouvements verticaux		*Voir 4.3.2.3 (b) et (c)*	*Voir 4.3.1*
Fissuration en flexion		*Voir 4.3.2.10*	*Voir 4.3.1*
Fléchissement		*Voir 4.3.2.10*	*Voir 4.3.1*
Fuites d'air	*Voir Pare-air*	*Voire Pare-air*	*Voir Pare-air*
Gel et dégel			*Voir 4.3.1*
Humidité			*Voir 4.3.1*
Isolant en matelas			*Voir 4.3.1*
Isolant extérieur	*Voir 4.3.2.6*		*Voir 4.3.1*
Joints de dilatation	*Voir Fissuration*	*Voir Fissuration*	*Voir Fissuration*
Joints de rupture	*Voir Fissuration*	*Voir Fissuration*	*Voir Fissuration*
Lames d'air			*Voir 4.3.1*
Linteaux	*Voir 4.3.2.2*	*Voir 4.3.2.2*	*Voir 4.3.1*
Linteaux de fenêtre	*Voir Fenêtres*	*Voir Fenêtres*	*Voir Fenêtres*

TABLEAU 4 - 1 ***Index — Se reporter aux numéros de section indiqués***			
Élément de mur ou symptôme	**Résistance**	**Aptitude au service**	**Construction**
Linteaux et appuis de fenêtre	*Voir 4.3.2.15*	*Voir 4.3.2.15*	*Voir 4.3.1*
Lisse basse	*Voir 4.3.2.12*	*Voir 4.3.2.12*	*Voir 4.3.1*
Maçonnerie	*Voir 4.3.2.4 (a) et (b)*	*Voir 4.3.2.4 a)*	*Voir 4.3.1*
Mouvement	*Voir Fissuration, Sablières*	*Voir Fissuration, Sablières*	*Voir Fissuration, Sablières*
Mouvements dus à l'humidité		*Voir 4.3.2.3 (a) et (b)*	*Voir 4.3.1*
Mortier et joints de mortier	*Voir 4.3.2.4 (c)*	*Voir 4.3.2.4 (c)*	*Voir 4.3.1*
Murs en surélévation	*Voir 4.3.2.16*		*Voir 4.3.1*
Murs OA/PM en tant que systèmes	*Voir 4.2*	*Voir 4.2*	*Voir 4.3.1*
Pare-air	*Voir 4.3.2.7*		*Voir 4.3.1*
Pare-vapeur			*Voir 4.3.1*
Plaques de plâtre extérieures	*Voir Revêtement extérieur*	*Voir Revêtement extérieur*	*Voir Revêtement extérieur*
Plaques de plâtre intérieures	*Voir Revêtement intérieur*	*Voir Revêtement intérieur*	*Voir Revêtement intérieur*
Poudrage			*Voir 4.3.1*
Ponts thermiques			*Voir 4.3.1*
Poteaux jumelés aux montants	*Voir 4.3.2.14*	*Voir 4.3.2.14*	*Voir 4.3.1*
Poteaux types	*Voir 4.3.2.9*	*Voir 4.3.2.10*	*Voir 4.3.1*
Produits d'étanchéité		*Voir 4.3.2.17*	*Voir 4.3.1*
Revêtement extérieur	*Voir 4.3.2.6*		*Voir 4.3.1*
Revêtement intérieur	*Voir 4.3.2.8*		*Voir 4.3.1*
Sablières	*Voir 4.3.2.13*	*Voir 4.3.2.13*	*Voir 4.3.1*
Solins			*Voir 4.3.1*
Valeur de résistance thermique			*Voir 4.3.1*

4.3.1 Critères d'acceptabilité des caractéristiques de construction

Dans le contexte du présent rapport, les caractéristiques de construction comprennent la diffusion d'air, de vapeur, d'humidité et de chaleur. Comme il est indiqué au chapitre 1, la méthode axée sur les symptômes suffit à l'analyse de ces caractéristiques. C'est en fonction du rendement antérieur qu'il est le plus utile d'évaluer les défauts de construction.

4.3.1.1 *Absence de symptômes de désordre*

En l'absence de symptômes, le rendement est jugé acceptable.

Certaines conditions doivent être remplies lorsqu'on décide de l'acceptabilité d'un ouvrage par cette démarche :

- Un examen rigoureux du bâtiment mené par un expert chevronné ne révèle aucun signe de désordre. Se reporter au chapitre 3 pour connaître les types de désordre attribuables aux caractéristiques de construction. Voir le chapitre 2 pour connaître les méthodes de collecte d'information sur le terrain.

- Les données sur le rendement antérieur s'étalent sur une période suffisamment longue. La durée d'observation nécessaire varie selon le type de désordre. Ainsi, la corrosion des éléments d'acier peut prendre plusieurs années à se développer, mais l'humidité qui est à l'origine de cette corrosion peut être observée dès le premier hiver si le bâtiment est ouvert au bon moment.

- On n'a apporté aucune modification récente susceptible d'avoir une incidence sur les caractéristiques de construction du bâtiment. Si, par exemple, on a modifié le système de traitement de l'air pour des raisons d'efficacité énergétique, le taux de renouvellement d'air peut avoir diminué, et l'humidité relative intérieure, augmenté. Des imperfections dans le pare-air, jusque-là sans conséquences, peuvent maintenant entraîner une importante condensation dans l'espace entre poteaux en favorisant les exfiltrations d'air à forte teneur en humidité au cours des mois d'hiver. Se reporter au chapitre 3 pour connaître les types de désordre qui peuvent survenir.

Bien qu'un certain nombre de critères d'analyse objectifs aient été élaborés aux fins de l'évaluation des caractéristiques de construction, ces critères ne devraient pas remplacer, sauf dans de très rares cas, une évaluation fondée sur le rendement antérieur. Le bâtiment constitue en fait un milieu d'essai en vraie grandeur des caractéristiques de construction. Le meilleur indicateur du rendement futur du bâtiment est son rendement antérieur.*

* *Comme il est mentionné au chapitre 1, cette démarche peut être appliquée aux caractéristiques de construction mais non aux éléments structuraux. Les charges structurales étant relativement peu fréquentes, les conséquences d'une défaillance structurale tendent à être plus graves sur le plan de la sécurité des personnes.*

Pour les bâtiments dont les antécédents sont insuffisants ou qui ont fait l'objet de modifications susceptibles d'avoir une incidence sur le rendement, la meilleure solution consiste à surveiller périodiquement l'apparition de symptômes.

4.3.1.2 Présence de certains symptômes de désordre

Lorsque des signes de désordre sont apparentés à des défauts de construction, on peut prendre l'une des décisions suivantes.

Laisser l'ouvrage en l'état

Certains symptômes de défauts de construction peuvent être tolérés, pourvu que les conditions suivantes soient remplies.

- La vitesse de détérioration des éléments du bâtiment est acceptable. On peut évaluer la vitesse de détérioration à l'aide de données sur le rendement antérieur ou en exerçant une surveillance et en extrapolant le rendement futur. L'acceptabilité de la vitesse de détérioration dépend dans une large mesure de la durée de vie prévue du mur.**
- Les inconvénients sont acceptables pour les occupants. Ainsi, certaines fuites, plutôt bénignes sur le plan de la détérioration des éléments, peuvent être très fâcheuses pour les occupants du bâtiment.
- Les symptômes n'ont aucun effet esthétique notable. Certaines zones d'efflorescence pourraient par exemple satisfaire aux deux premières conditions mais être inacceptables du point de vue esthétique.

Entreprendre des travaux d'entretien ou de remise en état

Ce choix repose essentiellement sur des facteurs économiques. Il faut donc déterminer si l'investissement est rentable compte tenu de la durée de vie prévue du bâtiment. Pour un exposé plus détaillé, voir le chapitre 5.

Il est à noter qu'un examen périodique du mur après l'exécution de travaux de remise en état permet de vérifier si les méthodes de réparation employées sont viables, c'est-à-dire si elles ont eu pour effet de ralentir la détérioration du bâtiment.

** *Dans la norme CSA S478 - "Guidelines on Durability in Buildings"[20], on définit la durée de vie comme la période réelle pendant laquelle le bâtiment ou chacun de ses éléments demeurent aptes au service sans nécessiter de travaux d'entretien ou de réparation entraînant des coûts ou des dérangements imprévus.*

Reconstruire

Étant donné les dépenses et les dérangements qu'occasionne cette option, elle ne doit être envisagée qu'en dernier recours. Des défauts de construction peuvent rendre nécessaire la reconstruction d'un mur si les éléments d'ossature murale sont à ce point détériorés que le mur présente un danger public. Des problèmes d'humidité dans le mur peuvent par exemple entraîner une corrosion excessive des éléments en acier.

4.3.2 Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service

Dans le contexte du présent document, l'aptitude au service des éléments d'ossature est définie comme la résistance des éléments en acier à un fléchissement excessif ou la résistance du parement à une fissuration excessive. On peut en outre établir un lien entre la fissuration de la maçonnerie et les mouvements du parement et de l'ossature ou la flexibilité inhérente du mur de fond à ossature en acier. Pour plus de détails, voir le chapitre 3. Comme il est indiqué au chapitre 3, les mouvements du parement en maçonnerie et les mouvements différentiels de la maçonnerie et de l'ossature peuvent être entravés ou non. Lorsqu'un mouvement entravé détermine d'importantes contraintes internes, l'aptitude au service est douteuse. Il faut alors combiner l'effet de ces contraintes aux autres charges (effet de charge T), conformément aux exigences des éditions du CNBC de 1990[19] et de 1995[3].

Dans le Commentaire N sur le CNBC de 1995, il est précisé que si l'on peut démontrer qu'un bâtiment existant donne un rendement satisfaisant, on peut souvent faire abstraction des critères d'aptitude au service de la partie 4 du CNBC et des normes d'évaluation structurale connexes. La durée minimale suggérée d'observation du rendement est de dix ans. Lorsque cette démarche est adoptée, il faut appliquer les conditions d'acceptabilité énoncées au point 4.3.1.1. Il faut toutefois souligner que pour certains facteurs d'aptitude au service, un rendement antérieur satisfaisant peut ne pas constituer un critère d'acceptabilité suffisant, en particulier dans le cas des systèmes de mur qui n'ont pas été soumis à une fraction importante de la charge de calcul ou à des températures extrêmes.

Dans le contexte du présent document, la résistance structurale est définie comme la capacité des divers éléments du système de mur à résister aux charges appliquées sans subir de défaillance susceptible de présenter un risque pour la sécurité des personnes. Les résistances pondérées de divers éléments de mur sont fournies au point suivant. Dans bien des cas, seules les références sont indiquées, car le calcul de la résistance de bon nombre d'éléments dépasse la portée du présent document. On a inclus le cas échéant les résultats de recherches récentes (ou des renvois à ces résultats).

4.3.2.1 *Cornières d'appui — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service*

Un aperçu du comportement et des méthodes types de calcul des cornières d'appui est présenté au point 3.2. Le calcul des charges et des résistances pour les cornières d'appui est complexe, exigeant des techniques avancées d'analyse, comme une analyse par éléments finis, les démarches proposées par Grimm[21] ou la méthode plus récente de Tide et Krogstad[22].

La démonstration d'un rendement antérieur satisfaisant ne constitue pas un critère d'acceptabilité suffisant pour les cornières d'appui en service. Lorsque le joint souple situé sous la cornière d'appui n'est pas fonctionnel ou que la cornière n'est pas correctement fixée à l'ossature, les charges qui doivent être supportées par la cornière peuvent être transmises à la maçonnerie sous-jacente. La corrosion des cornières d'appui et des fixations est aussi un problème courant, qui peut justifier un examen, même si le rendement de l'élément semble être satisfaisant.

Voir aussi le point 4.3.2.18, Corrosion.

Les cornières d'appui inadéquates doivent être renforcées ou remplacées — voir le chapitre 5.

4.3.2.2 *Linteaux à cornières séparées — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service*

Un aperçu du comportement et des méthodes types de calcul des linteaux à cornières séparées est présenté au point 3.3. L'analyse des linteaux à cornières d'appui séparées est très complexe, car il faut tenir compte d'une quantité inconnue de voutement de la maçonnerie, de flexion et de torsion de la cornière et de fléchissement de l'aile de la cornière. Voir Drysdale et coll.[17] et BIA — note technique n° 31B[23].

Un rendement antérieur satisfaisant peut dans certains cas constituer un critère d'acceptabilité suffisant.

Voir aussi le point 4.3.2.18, Corrosion.

Les linteaux à cornières séparées inadéquats doivent être renforcés ou remplacés.

4.3.2.3 *Joints de mouvements horizontaux et verticaux dans le parement en maçonnerie — critères d'acceptabilité de l'aptitude au service*

a) Mouvements horizontaux

Les mouvements horizontaux peuvent entraîner une fissuration du parement si les joints de rupture manquent ou ne remplissent pas leur fonction. Pour plus de détails, voir le point 3.4.

Ce type de mouvement peut produire des fissures inesthétiques et accroître sensiblement la pénétration d'eau dans le parement en maçonnerie. Lorsque les mouvements sont assez importants, des briques peuvent se détacher du mur, ce qui présente un risque pour la sécurité des personnes qui se trouvent dans la zone adjacente au niveau du sol.

Ce type de fissuration peut être jugé « tolérable » dans la mesure où les conditions suivantes sont remplies.

- Les fissures ne sont pas trop inesthétiques.
- On n'observe aucun ou que de rares symptômes de désordre dû à l'infiltration d'eau dans le parement extérieur.
- La maçonnerie est stable et peu susceptible de se détacher du mur. L'intégrité de la maçonnerie est fonction de la taille et de l'emplacement des fissures ainsi que de l'emplacement des agrafes à maçonnerie.
- Le mur fait l'objet d'un examens périodiques. La fissuration observée peut ne pas être stable (voir le point (c)).

Lorsqu'un mur est jugé « inacceptable », il faut ordinairement réparer les fissures observées et réaliser des joints de rupture verticaux. Voir le chapitre 5.

b) Mouvements verticaux différentiels

Les mouvements verticaux différentiels du parement et de l'ossature peuvent entraîner des désordres dans le parement lorsqu'il manque des joints de rupture horizontaux (joints souples) sous les cornières d'appui ou que ces joints sont inefficaces. Même lorsque les joints souples sont en place, des désordres peuvent survenir aux endroits où la cornière d'appui est discontinue — le plus souvent aux angles du bâtiment. Pour plus de détails, voir le point 3.4.

Du point de vue de la sécurité des personnes, un mouvement vertical entravé est ordinairement plus dangereux qu'un mouvement horizontal. D'importants efforts de compression peuvent être engendrés et provoquer le flambage de l'ensemble du parement et sa désolidarisation de l'ossature. (Comme il est mentionné au chapitre 3,

l'effritement localisé de la maçonnerie à l'emplacement de la cornière d'appui est un autre symptôme courant.)

L'évaluation des contraintes dues aux mouvements verticaux différentiels entravés est une tâche complexe. Fenton et Suter[24] ont proposé un modèle informatique qui présente les fonctionnalités et les limites suivantes :

- il permet de modéliser le béton armé, l'acier et la maçonnerie porteuse;
- il permet de relier le parement à la maçonnerie à l'aide d'agrafes seulement ou d'agrafes et de cornières d'appui distantes d'un ou de plusieurs étages;
- l'analyse tient compte du comportement élastique et de la rigidité des agrafes et des cornières d'appui;
- il peut traiter diverses largeurs de joints de mouvement;
- il permet de sélectionner diverses périodes de service après la construction de l'ossature;
- il permet de traiter les bâtiments d'au plus 25 étages;
- toutes les forces sont réputées concentriques (les cornières d'appui exercent ordinairement sur la maçonnerie une charge excentrée qui peut entraîner plus rapidement une défaillance localisée ou un flambage qu'une charge concentrique);
- le parement doit être en brique d'argile.

Les contraintes générées par le système peuvent être utilisées dans une analyse technique subséquente pour évaluer la probabilité d'effritement ou de gondolement du parement. Pour plus de détails, voir Fenton et Suter[24, 25].

Pour ce qui est du bombement du parement, un autre critère possible d'acceptation ou de rejet consisterait à limiter le mouvement hors plan du parement de manière qu'aucune contrainte de traction ne s'exerce du côté convexe du parement. Si l'on se fonde sur les propriétés mécaniques classiques des matériaux, il faudrait alors limiter le défaut d'alignement à t/6 pour une charge axiale concentrique. Cette démarche est cependant déconseillée pour les raisons suivantes :

- la charge de compression qui s'exerce dans le parement présente vraisemblablement une excentricité indéterminée qui indiquerait un effort de traction à moins de t/6. Fenton et Suter[24] ont identifié des sources possibles d'excentricité, dont les forces exercées sur le bord intérieur de la maçonnerie lorsque la cornière décrit une rotation en se déformant;
- le défaut d'alignement du parement peut ne pas être stable. Voir le point (c).

c) Stabilité des mouvements horizontaux et verticaux dans les vieux bâtiments

Heliker et Brock[26] signalent deux cas de défaillance soudaine dans des murs à parement présentant des désordres qui étaient demeurés latents pendant un certain nombre d'années. Selon ces chercheurs, il se peut qu'en dépit de la stabilisation apparente des désordres et de la fissuration dans les deux parements, un épisode de temps exceptionnellement chaud ait provoqué la détérioration soudaine observée.

Ils ont conclu que le ralentissement ou l'arrêt complet des mouvement ne signifient pas nécessairement que les désordres demeureront en latence dans des conditions météorologiques inhabituelles auxquelles l'enveloppe du bâtiment n'a encore jamais été exposée.

4.3.2.4 *Brique et mortier — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service*

a) Résistance à la flexion et module d'élasticité

Dans les murs OA/PM de conception classique, la fonction structurale de la brique et du mortier est relativement limitée, car la totalité de la charge éolienne est supportée par le mur de fond à ossature en acier. Dans ces conditions, toute combinaison raisonnablement solide de brique et de mortier est « acceptable. »

Lorsque l'évaluation repose sur la capacité portante du parement en maçonnerie, il faut établir ces propriétés au moyen des méthodes recommandées dans les normes (S304.1[27]) ou des essais décrits au point 4.2.6.

b) Surplombs

Les surplombs en maçonnerie trop importants peuvent être jugés « acceptables » dans la mesure où la brique ne se détachera pas pendant un séisme, les contraintes de pression ne sont pas excessives (S304[27]) et l'excentricité est acceptable compte tenu de la résistance du parement, des agrafes et du mur de fond à ossature en acier. Une certaine force portante d'appui de réserve peut également être nécessaire lorsque le parement est susceptible de subir un mouvement thermique ou un mouvement dû à l'humidité. L'évaluation de ces questions nécessite une étude technique poussée.

Si le surplomb de la cornière d'appui n'est pas « acceptable », on peut prolonger l'aile horizontale de la cornière. Voir le chapitre 5.

c) Joints de mortier

Il peut être nécessaire de rejointoyer les joints de mortier érodés si le joint est érodé sur plus de 3 mm par rapport à la surface de la brique, dans le cas des conceptions à joints lisses; on peut en outre dégrader facilement les joints érodés à l'aide d'un outil métallique (*The Repointing Spec*[28]).

4.3.2.5 **Agrafes de maçonnerie — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service**

On peut déduire la charge appliquée sur les agrafes de maçonnerie à l'aide des méthodes prescrites dans la norme S304.1[27] ou du programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM. La meilleure façon de déterminer la résistance des agrafes est de suivre les méthodes d'essai prescrites dans la norme A370-94, Éléments de liaison de la maçonnerie[29], de consulter les rapports d'essai du fabricant des agrafes ou de consulter les résultats du vaste programme d'essai des agrafes types pour murs OA/PM* mené par Drysdale et Wilson[11]. Il est à noter que la résistance, la rigidité et le jeu mécanique ont tous une incidence importante sur le rendement des agrafes.

En ce qui concerne les charges sismiques, se reporter au CNBC de 1995[1] pour connaître le chargement exigé en fonction de la ductilité de l'agrafe.

4.3.2.6 ***Isolant extérieur et revêtement extérieur — Critères d'acceptabilité de la résistance***

L'isolant extérieur et le revêtement extérieur peuvent se comporter comme des pare-air délibérés ou fortuits. Voir le point 4.3.2.7, Pare-air.

4.3.2.7 ***Pare-air — Critères d'acceptabilité de la résistance***

Charges éoliennes appliquées sur les pare-air

On peut établir les charges pondérées appliquées sur les étanchéités à l'air à l'aide de la démarche fondée sur des coefficients de charge réduits, présentée au point 4.2.2. Il est à noter que la défaillance structurale d'un pare-air type n'aura à peu près pas de conséquences sur la sécurité des personnes, mais si elle n'est pas corrigée, elle pourra avoir une incidence sur la durabilité du mur.

Selon le degré d'équilibrage des pressions, la distribution des charges éoliennes entre les parois intérieure et extérieure peut varier considérablement, aussi faut-il mener une étude technique poussée. Certaines recommandations sont formulées dans la documentation :

* *Les valeurs de rigidité des agrafes consignées dans le rapport de Drysdale et Wilson ont été incorporées dans une banque de données intégrée au programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM. Voir le manuel de l'utilisateur.*

Dans *Review of Design Guidelines for Pressure Equalized Rainscreen Walls*[30] :

- pour obtenir un équilibrage des pressions de 75 %, la superficie totale des chantepleures et des évents doit se situer entre 1 et 2 %;
- pour un système de mur déflecteur de pluie muni d'un de pare-air, présentant la superficie voulue de chantepleures et d'évents et divisé en petits compartiments bien scellés (tant horizontaux que verticaux), il est recommandé de calculer le déflecteur de pluie pour 70 % de la charge éolienne négative maximale et le pare-air, pour 90 % de cette valeur. (On suppose que ces pourcentages s'appliquent également aux pressions positives);
- pour un système de mur à parement en maçonnerie muni d'un pare-air et présentant la superficie voulue de chantepleures et d'évents mais dont la lame d'air, y compris aux angles, est continue et non compartimentée, il est raisonnable de concevoir le déflecteur de pluie pour 90 % des charges éoliennes négatives près des angles et pour 80 % de ces charges dans la moitié centrale d'un mur plat. (On suppose que le pourcentage applicable au pare-air est maintenu à 90 %).

Dans *Étude du concept d'écran pare-pluie appliqué aux systèmes de revêtement de murs à ossature en bois*[31], on propose d'étudier l'équilibrage des pressions à l'aide du programme informatique RAIN.EXE. Ce programme modélise les charges éoliennes dynamiques et permet à l'utilisateur d'analyser les effets du volume de la cavité murale, de la flexibilité du mur de fond, de la superficie relative des évents et du parement et de la superficie relative des zones de fuite dans le pare-air. On mène actuellement des travaux visant à établir des corrélations entre les données de sortie produites par ce programme et des données expérimentales.

Peu d'indications sont fournies sur d'autres aspects épineux des charges éoliennes :

- doit-on appliquer au pare-air la totalité des effets des rafales de vent?;
- les coefficients de pression intérieure s'appliquent-ils uniquement au pare-air ou doivent-ils s'appliquer également à la paroi extérieure lorsque les pressions ne sont que partiellement équilibrées?

Une étude technique est nécessaire.

Résistance des pare-air

Les documents ci-dessous renferment des méthodes d'évaluation de la résistance des divers matériaux des pare-air.

a) Dans ***Exigences structurales des pare-vent***[32], on passe en revue les matériaux et systèmes d'étanchéité à l'air suivants :

- plaques de plâtre
- isolants rigides
- polyéthylène
- membranes

Il est à noter que dans ce rapport, on pose un certain nombre d'hypothèses prudentes sur les charges et les résistances applicables aux matériaux d'étanchéité à l'air qui ne conviennent pas nécessairement à l'évaluation des bâtiments existants.

b) Le document ***Testing of Air Barrier Systems for Wood Framed Walls***[13] renferme des résultats d'essais de résistance et d'étanchéité pour un certain nombre de matériaux et de systèmes de pare-air. Les éléments échantillonnés qui entrent dans la construction des murs OA/PM comprennent :

- les revêtements en panneaux de fibres recouverts de papier Tyvek et d'un lattage
- l'isolant Glasclad
- les plaques de plâtre pour usage extérieur et le ruban Perm-a-barrier
- l'isolant en polystyrène extrudé
- l'isolant Esclad Energy Envelope
- les plaques de plâtre pour usage intérieur avec joints finis
- la mousse de polyuréthanne et les revêtements en panneaux de fibres
- les feuilles de polyéthylène intercalées entre un revêtement en panneaux de fibres et un revêtement en plaques de plâtre pour usage intérieur

c) CAN/CSA — Série A82.20-M91, Méthodes d'essai relatives aux plaques de plâtre et aux produits à base de plaques de plâtre[14]***, et CAN/CSA — A82.27-M91, Plaques de plâtre***[15]

Ces normes relatives aux plaques de plâtre prescrivent les résistances à l'enfoncement des clous et les résistances à la flexion ci-dessous.

Résistance pondérée à l'enfoncement des vis pour plaques de plâtre = ø28t N, la valeur maximale étant de 400 N pour les plaques de plâtre d'au plus 15,9 mm d'épaisseur.

Résistance pondérée aux contraintes de flexion lorsque les fibres de papier sont parallèles à la portée (c.-à-d. que le panneau est posé horizontalement), M_r = 12 400ø(t-1) N.mm/m.

Résistance pondérée aux contraintes de flexion lorsque les fibres de papier sont perpendiculaires à la portée (c.-à-d. que le panneau est posé verticalement), M_r = 4 150ø(t-1) N.mm/m.

Notes :

i) t = épaisseur en mm.

ii) Compte tenu de certaines des données peu prudentes indiquées à la note (iv), il est recommandé[12] d'utiliser une valeur de ϕ = 0,5.

iii) Les plaques de plâtre ne perdent pas nécessairement leur résistance à la flexion lorsqu'elles sont exposées à des cycles de mouillage et de séchage, dans la mesure où le papier ne se décolle pas de l'âme de la plaque de plâtre.

iv) Les expressions indiquées de résistance à l'enfoncement des clous et de résistance à la flexion correspondent aux exigences minimales de qualité applicables à la fabrication des plaques de plâtre. Les plaques de plâtre installées doivent présenter une résistance accrue, mais certains essais en laboratoire (Testing of Air Barrier Systems for Wood Framed Walls[33]) indiquent que ces valeurs ne sont pas toujours suffisamment prudentes. Il peut donc être utile de prélever des éprouvettes sur le terrain à des fins d'analyse. Les normes de la CSA fournissent certaines directives pour l'exécution des essais, mais il est recommandé de modifier la méthode d'essai de résistance à la flexion et d'inclure un dispositif d'appui à rouleau à l'une des extrémités.

4.3.2.8 ***Revêtement intérieur — Critères d'acceptabilité de la résistance***

Les revêtements intérieurs peuvent se comporter comme des pare-air délibérés ou fortuits. Se reporter au point 4.3.2.7, Pare-air.

4.3.2.9 ***Poteau type — Critères d'acceptabilité de la résistance***

La résistance pondérée aux moments, aux efforts de cisaillement et au flambage d'âme doit être déterminée en conformité avec les exigences de la norme S136-94[36]. Voir aussi ICTAB[37], qui renferme des méthodes d'analyse, dont une méthode simplifiée tenant compte des contraintes de torsion avec déformation qui s'exercent entre les lignes de contreventement. Il faut prévoir des contraintes de torsion aux endroits où la résistance des revêtements à la composante torsionnelle de la charge qui n'est pas appliquée sur le centre de cisaillement ne peut pas toujours être mobilisée.

Aucun de ces deux documents ne traite des pertes de résistance aux moments, aux efforts de cisaillement et au flambage d'âme dues aux évidements. Cet aspect est toutefois abordé dans les documents suivants.

a) Behaviour of Web Elements with Openings Subjected to Bending, Shear and the Combination of Bending and Shear[38]

Les évidements d'âme normalisés engendrent des pertes de résistance aux moments relativement faibles, soit de l'ordre de 10 % (par rapport à un profilé non perforé). Plusieurs méthodes d'analyse sont proposées pour prédire cette diminution. La démarche la plus simple et la plus exacte consiste à traiter la partie de l'âme située

au-dessus de l'évidement comme un élément non rigide travaillant en compression.

Les pertes de résistance au cisaillement dues à la présence d'évidements d'âme sont importantes et varient considérablement selon la géométrie de l'évidement et du poteau. Des réductions de l'ordre de 50 % sont courantes. Deux équations prédictives sont proposées : une équation de définition de la puissance et une équation bilinéaire. L'équation bilinéaire est la plus simple et la plus exacte des deux.

Une équation est également proposée pour l'interaction défavorable des efforts de flexion et de cisaillement.

***b) Structural Behaviour of Perforated Web Elements of Cold-Formed Steel Flexural Members Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending*[39]**

Selon la pratique courante, il faut prévoir une distance d'au plus 300 mm entre le centre de l'évidement et l'extrémité du poteau. Le présent rapport confirme l'exactitude approximative de cette distance et fournit certains coefficients de réduction de la résistance au flambage d'âme pour les poteaux présentant un évidement à moins de 300 mm de l'extrémité du poteau.

Pour des conditions de chargement où l'extrémité du poteau s'appuie sur une seule aile, lorsque l'évidement ne se situe pas à l'intérieur de la longueur d'appui, la résistance au flambage d'âme de la section non perforée doit être multipliée par le coefficient de réduction (CR) suivant :

$$CR = 1{,}08 - 0{,}630(a/h) + 0{,}120(x/h) \leq 1{,}0$$

où :

a = *largeur de l'évidement (ordinairement 38 mm)*
b = *longueur de l'évidement (ordinairement 102 mm)*
h = *largeur de la partie plane de l'âme*
x = *distance libre entre le bord de l'évidement et la rive de la surface d'appui*

On propose également une équation pour l'interaction défavorable des efforts de flexion et de flambage d'âme.

Pour renforcer des murs OA/PM qui comportent des poteaux jugés « inacceptables », on peut employer la méthode décrite au chapitre 5 ou mobiliser la capacité portante de la maçonnerie. Voir le point 4.2.4, Programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM, ou le point 4.2.5, Essais en vraie grandeur.

4.3.2.10 *Poteau type — Critères d'acceptabilité de l'aptitude au service*

Voir les points 3.1.1 à 3.1.4 pour un exposé sur l'incidence de la flexibilité des poteaux en acier sur la fissuration de la maçonnerie. En résumé, la fissuration de la maçonnerie d'un système de mur OA/PM est probable mais non certaine. Des fissures de flexion peuvent ou non augmenter la pénétration d'eau dans le parement, selon le degré d'égalisation des pressions. Sauf aux endroits où l'espacement de la première et de la deuxième fissure de flexion est inférieur à celui des agrafes (ce qui est rare — voir le point 3.1.2), la fissuration en flexion doit être traitée comme un état limite d'aptitude au service et non comme un état limite de résistance.

Pour les bâtiments neufs, la norme S304.1[27] exige que le fléchissement du parement soit inférieur à L/600, où L représente la hauteur du mur de fond à ossature en acier. Le fléchissement du parement doit inclure le fléchissement des poteaux d'acier de même que le jeu mécanique et la déformation sous charge des agrafes en acier. En revanche, la déformation des détails des sablières intérieure et extérieure doit être exclue du calcul du fléchissement.*

Aux fins de l'évaluation d'un mur OA/PM existant, on propose les critères d'acceptation ou de rejet suivants :

- Appliquer la totalité de la charge éolienne sur le mur de fond à ossature en acier et limiter le fléchissement des poteaux à L/360. Cette limite de fléchissement était acceptée dans bon nombre des premières normes et des premiers rapports de l'industrie[40, 8, 41].

  Avant que l'on accepte la limite de L/360, une limite de fléchissement de L240 était parfois spécifiée. On estimait qu'une valeur de L/240 correspondait à peu près au fléchissement maximal que le revêtement intérieur en plaques de plâtre pouvait tolérer sans lui-même subir de fissuration en flexion.

  Comme il est indiqué au chapitre 3, l'application de ces limites de fléchissement antérieures moins rigoureuses augmentera vraisemblablement la pénétration d'eau dans le parement, en particulier aux endroits où le degré d'équilibrage des pressions est faible.

- Analyser le système de mur à l'aide du programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM (voir le point 4.2.4) et limiter la taille

* *Un raccourci proposé dans la norme S304.1[27] consiste à évaluer le seul fléchissement du poteau en fonction d'une limite de L/720. Lorsque cette démarche est employée, cependant, des limites s'appliquent à la rigidité et au jeu mécanique des agrafes.*

des fissures en fonction du critère actuel de L/600. Le rapport entre la taille des fissures et le fléchissement des poteaux est illustré à la figure 3 - 3, où :

$$\Delta_c = 4\ \Delta_v \times (t/L)$$

Un certain assouplissement de la limite de L/600 serait justifiée en l'absence de symptômes de désordre dû à la pénétration d'eau dans le parement extérieur. Une étude technique poussée est cependant nécessaire.

- Soumettre le mur à des essais sur place en vraie grandeur et limiter la taille des fissures en fonction du critère proposé pour le programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM ou réaliser des essais de pénétration d'eau en plus des essais de chargement. Pour plus de détails sur les essais de pénétration d'eau, voir le chapitre 2.

On doit par ailleurs vérifier l'aptitude au service à des charges éoliennes précises (sans coefficient de charge) à l'aide de la plus faible valeur de référence du CNBC pour une pression du vent de $q_{(1/10)}$. Il est à noter que l'ICTAB[37] recommande d'utiliser une pression éolienne de $q_{(1/30)}$ aux fins de la vérification de la résistance du mur de fond à ossature d'acier.

On peut renforcer les murs OA/PM qui comportent des poteaux jugés « inacceptables » en employant la méthode décrite au chapitre 5 ou en mobilisant la capacité portante de la maçonnerie. Voir le point 4.2.4, Programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM, ou le point 4.2.5, Essais en vraie grandeur. On peut également laisser le mur en l'état et vérifier périodiquement s'il présente des symptômes de désordre de fissuration.

4.3.2.11 ***Contreventement — Critères d'acceptabilité de la résistance***

Pour un exposé sur les types de contreventements et leur comportement, voir le point 3.14. Pour connaître les méthodes de calcul des charges et des résistances, voir ICTAB[37].

Les contreventements jugés « inacceptables » peuvent être renforcés à l'aide de contreventements ou de revêtements supplémentaires ou remplacés par des agrafes posées en rattrapage qui entraveront les efforts de torsion des poteaux. Voir le chapitre 5. On peut également renforcer l'ossature en jumelant les poteaux dos à dos. Les assemblages dos à dos conformes aux exigences de fixation de la norme S136-94[36] ne nécessitent ordinairement pas de contreventement. Voir le chapitre 5 (point 5.2.13.1).

4.3.2.12 *Lisse basse — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service*

Pour une analyse des questions de résistance et d'aptitude au service, voir le point 3.15.

Il faut vérifier la résistance à la flexion de la lisse basse entre les ancrages au béton conformément en se fondant sur les propriétés des profilés énoncées dans la norme S136[36] et en utilisant les méthodes d'analyse recommandées dans ICTAB[37].

La lisse basse doit être suffisamment résistante aux déformations localisées pour pouvoir mobiliser la résistance au flambage d'âme du poteau dont elle entrave le mouvement. Les résultats de travaux récents menés à l'université Cornell[42] indiquent qu'on peut vérifier la résistance de la lisse basse aux déformations localisées à l'aide de la formule suivante :

$$P_{rl} = \phi\ 0{,}6\ Fu\ w\ t$$

où :

P_{rl} = *résistance pondérée de la lisse basse aux défaillances localisées*
$0{,}6\ Fu$ = *résistance de rupture en cisaillement de l'acier de la lisse basse*
w = *largeur de la section plane de l'aile du poteau*
t = *épaisseur de la lisse basse*
ϕ = *0,75 (par exemple)*

Notes :

i) Pour les poteaux dos à dos ou bord à bord, utiliser w = largeur de la section plane d'un poteau.
ii) Pour les poteaux situés près de l'extrémité de la lisse basse, utiliser 70 % de P_{rl}.
iii) Ces valeurs sont des valeurs de calcul provisoires. Le rapport final n'a pas encore été publié.
iv) Les essais étaient fondés sur la présence d'un jeu de 6 mm entre l'extrémité du poteau et la lisse basse.

Pour plus de détails sur la résistance de la lisse basse pour des jeux d'extrémité atteignant 12 mm, voir Drysdale et Breton[12].

Pour une analyse de l'aptitude au service des lisses basses, voir Pekoz[42] et Drysdale et Breton[12]. En général, la flexibilité de l'assemblage poteau-lisse basse est proportionnelle au jeu d'extrémité. Il est à noter que la flexibilité de la lisse basse a peu d'incidence sur le rendement du parement dans la mesure où la première charge de fissuration exercée sur le parement est relativement indépendante des

variations de rigidité de la lisse basse[12]. Règle générale, lorsque l'assemblage poteau-lisse basse est suffisamment résistant, l'aptitude au service de cet assemblage est réputé « acceptable ».

Aux endroits où la lisse basse ne satisfait pas aux critères d'acceptabilité, on peut fixer les poteaux directement au béton. Voir le chapitre 5.

4.3.2.13 ***Sablières — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service***

Voir le point 3.16.

Des méthodes d'analyse sont présentées dans ICTAB[37] pour le calcul de la résistance aux charges de la sablière. Dans ce document, on recommande de vérifier l'aile de la sablière extérieure en fonction du module de la section élastique prudent de $S = (1/6)bt^2$. Aux fins de l'évaluation des bâtiments existants, il peut être préférable d'utiliser un module de la section plastique de $Z = (1/4)bt^2$, mais seulement si l'on vérifie la non-répartition de la charge à l'aide la méthode de la poutre posée sur une infrastructure élastique présentée à l'annexe E du document de l'ICTAB.

Les fléchissements de la sablière sous l'effet des charges éoliennes ont peu d'incidence sur le rendement du parement, mais peuvent avoir un effet néfaste sur le rendement du calfeutrage ou des matériaux d'étanchéité à l'air.

Lorsque les détails des sablières intérieure et extérieure ne satisfont pas aux critères d'acceptabilité, il peut être difficile de renforcer cet assemblage. Voir le chapitre 5.

4.3.2.14 ***Poteaux jumelés aux montants — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service***

Voir le point 3.17.

Pour vérifier la résistance et la flexibilité de ces éléments, voir ICTAB[37], la norme C136[36] et l'exposé sur les évidements d'âme présenté au point 4.3.2.9.

On peut souvent renforcer les poteaux jumelés défectueux en fixant aux montants des agrafes en rattrapage et en répartissant la charge sur les poteaux voisins. On peut solidariser l'action des montants non assemblés en posant des agrafes en rattrapage sur chacun des éléments. Cette solution de réparation est examinée dans les études de cas 2 - A et 2 - B du manuel de l'utilisateur qui accompagne le programme d'analyse des murs OA/PM. Voir aussi le chapitre 5.

4.3.2.15 ***Linteaux et appuis de fenêtre — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service***

Voir le point 3.18, ICTAB[37] et la norme C136[16].

On peut souvent renforcer les linteaux et appuis de fenêtre à l'aide d'agrafes posées en rattrapage ou en mobilisant la résistance à la torsion horizontale du parement.

4.3.2.16 ***Murs en surélévation — Critères d'acceptabilité de la résistance et de l'aptitude au service***

Voir le point 3.19 et ICTAB[37].

Pour réparer le parement d'un mur en surélévation, on procède de la même manière que pour un panneau de parement type. Les murs en surélévation dont l'ossature en acier présente un problème doivent généralement être remplacés.

Il est à noter que l'enlèvement, au moins partiel, de la membrane d'étanchéité à l'eau et des solins du toit peut compliquer et rendre plus coûteuse la réparation ou le remplacement du mur en surélévation.

4.3.2.17 ***Produits d'étanchéité — Critères d'acceptabilité de l'aptitude au service***

Voir le point 3.20.

Un produit d'étanchéité est réputé avoir cédé ou devoir être remplacé s'il ne fait plus obstacle à l'infiltration de l'eau de pluie ou s'il ne permet plus les mouvements à l'emplacement des joints calfeutrés.

4.3.2.18 ***Corrosion — Critères d'acceptabilité de la résistance***

Voir le point 3.21.

Comme il est indiqué au point 3.21, il existe trois niveaux de corrosion :

- Rouille blanche — produite par l'oxydation du zinc libre à la surface de l'élément, elle signifie généralement qu'une partie du zinc est perdue mais qu'il en reste une certaine quantité.
- Rouille brune — apparaît lorsque tout le zinc protecteur est perdu et que le matériau d'origine commence à se corroder. La rouille brune peut toucher quelques zones isolées ou une proportion élevée de l'aire de l'élément.
- Rouille brune accompagnée d'une perte du matériau d'origine — correspond au stade le plus avancé de la corrosion et présente ordinairement des dangers d'ordre structural.

Un élément en acier corrodé peut être jugé « inacceptable » si :

a) la perte de matériau d'origine a diminué sensiblement la résistance de l'élément;
b) la perte d'enduit protecteur a sensiblement réduit la durée de vie prévue du mur. Voir la norme S478[20] pour des recommandations sur l'évaluation de la durée de vie et de la résistance à la corrosion.

Aux endroits où la corrosion a sensiblement diminué la résistance du mur de fond à ossature en acier, on peut ajouter un renforcement ou mobiliser l'effet de plaque de la maçonnerie pour réduire la charge appliquée sur l'élément détérioré. On peut corriger les pertes de résistance dues aux agrafes corrodées en posant de nouvelles agrafes en rattrapage. Voir le chapitre 5.

Aux endroits où la corrosion menace de réduire la durée de vie prévue d'un élément, on peut ralentir la détérioration. Cette démarche nécessite ordinairement une amélioration importante des caractéristiques de construction. L'application d'une peinture riche en zinc peut également prolonger la durée de vie de certains éléments corrodés. Voir le chapitre 5.

Références

1 *NBC Commentary N: Application of NBC Part 4 for the Structural Evaluation and Upgrading of Existing Buildings, Draft,* 10 août 1993.

2 *Lignes directives pour l'évaluation sismique des bâtiments existants,* par D.E. Allen, enquêteur principal, Conseil national de recherche du Canada, Institut de recherche en construction, décembre 1992.

3 *Code national du bâtiment du Canada 1995, Supplément du Code national du bâtiment du Canada,* Conseil national de recherches du Canada (à être publié).

4 *Limit States Criteria for Structural Evaluation of Existing Buildings,* par D.E. Allen, Canadian Journal of Civil Engineering , décembre 1991.

5 *CAN3-S304-M84 Masonry Design for Buildings,* Association canadienne de normalisation.

6 *Supplément du Code national du bâtiment du Canada, Code national du bâtiment du Canada,* Conseil national de recherches du Canada.

7 *Tests of Full Scale Brick Veneer Steel Stud Walls to Determine Strength and Rain Penetration Characteristics,* par R.G. Drysdale et M. Wilson, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, juillet 1990.

8 *Performance Evaluation of Brick Veneer with Steel Stud Backup,* par J.O. Arumala et R.H. Brown, Clemson University, for the Brick Institute of America and the Metal Lath/Steel Framing Association, avril 1982.

9 *User Reference Manual for a Finite Element Analysis Program for Masonry Veneer/Steel Stud Wall Systems, par Drysdale Engineering and Associates Limited,* pour T.W.J. Trestain Structural Engineering et faisant partie d'un contrat avec la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1993.

10 *Defining Better Wall Systems,* par R.G. Drysdale et S. Chidiac, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mai 1989 (à publier).

11 *A Report on Behaviour or Brick Veneer/Steel Stud Tie Systems,* par R.G. Drysdale et M.J. Wilson, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mars 1989.

12 *Strength and Stiffness Characteristics of Steel Stud Backup Walls Designed to Support Brick Veneer,* par R.G. Drysdale et N. Breton, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1991.

13 *ASTM E 72, Standard Methods for Conducting Strength Tests on Panels for Building Construction,* American Society for Testing and Materials.

14 *Construction des murs extérieurs des bâtiments de grande hauteur : systèmes de mur à placage de brique sur une maçonnerie en béton ou fond à ossature d'acier,* par R.G. Drysdale et G.T. Suter, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 1991.

15 *ASTM C 1072, Methods for Measurement of Masonry Flexural Bond Strength,* American Society for Testing and Materials.

16 *ASTM E 518, Standard Test Methods for Flexural Bond Strength of Masonry,* American Society for Testing and Materials.

17 *Masonry Structures Behaviour and Design,* par R.G. Drysdale, A.A. Hamid, L.R. Baker, Prentice-Hall, 1994.

18 *ASTM E 447, Standard Test Methods for Compressive Strength of Masonry Prisms,* American Society for Testing and Materials.

19 *Code national du bâtiment du Canada 1995, Supplément du Code national du bâtiment du Canada,* Conseil national de recherches du Canada.

20 *S478-1995 Guideline on Durability in Buildings,* Association canadienne de normalisation.

21 *Shelf Angles for Masonry Veneer,* par C.T. Grimm et J.A. Yura, Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol. 115, No. 3, 1989, pp. 509-525.

22 *Economical Design of Shelf Angles,* par R.H.R. Tide et N.V. Krogstad, ASTMP STP 1180, *Masonry: Design and Construction, Problems and Repair,* J.M. Melander et L.R. Lauersdorf Editors, (à publier en mars 1995).

23 *Structural Steel Lintels (Technical Note No. 31B Reissued May 1987),* Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

24 *Differential Movements and Stresses in High-Rise Masonry Veneers: Analysis,* par G.A. Fenton et G.T. Suter, Canadian Journal of Civil Engineering, décembre 1986.

25 *Differential Movements and Stresses in High-Rise Masonry Veneers: Case Study,* par G.A. Fenton et G.T. Suter, Canadian Journal of Civil Engineering, décembre 1986.

26 *Case Studies of Brick Failures that Worsen After years of Dormancy,* par R. Heliker & L. Brock, The Sixth North American Masonry Conference, Philadelphia, du 6 au 9 juin 1993.

27 *S304.1-94 Masonry Design for Buildings, Limit States Design,* Association canadienne de normalisation.

28 *The Repointing Spec,* par M.F. MacPherson, The Construction Specifier, janvier 1991.

29 *A370-94 Éléments de liaison de la maçonnerie,* Association canadienne de normalisation.

30 *Review of Design Guidelines for Pressure Equalized Rainscreen Walls,* par A. Baskaran, Institute for Research in Construction Internal Report No. 629, mars 1992.

31 *Étude du concept d'écran pare-pluie appliqué aux systèmes de revêtements de murs à ossature de bois,* par Morrison Hershfield Limited, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, *3 août 1990.*

32 *Exigences structurales des pare-vent,* par Morrison Hershfield Limited, *pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement,* 13 août 1991.

33 *Testing of Air Barrier Systems for Wood Framed Walls,* par W.C. Brown et G.F. Poirier, Institute for Research in Construction, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, *3 juin 1988.*

34 *CAN/CSA - A82.20 Series-M91, Methods of testing Gypsum and Gypsum Products,* Association canadienne de normalisation.

35 *CAN/CSA - A82.27 - M91 Gypsum Board,* Association canadienne de normalisationn.

36 *S136-94 Cold Formed Steel Structural Members,* Association canadienne de normalisation.

37 *Lightweight Steel Framing Design Manual,* par T.W.J. Trestain, Canadian Sheet Steel Building Institute, juillet 1991.

38 *Behaviour of Web Elements with Openings Subjected to Bending, Shear and the Combination of Bending and Shear,* par M.Y. Shan et R.A. LaBoube, Civil Engineering Study 94-2, University of Missouri-Rolla.

39 *Structural Behaviour of Perforated Web Elements of Cold-Formed Steel Flexural Members Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending,* par J.E. Langan & R.A. LaBoube, Civil Engineering Study 94-3, University of Missouri-Rolla, mai 1994.

40 *Lightweight Steel Framing Systems Manual, Second Edition, Published* par Metal Lath/Steel Framing Association, (Division of NAAMM),Chicago, IL, 1984.

41 *Brick Veneer Panel and Curtain Walls (Technical Note No. 28B Revised February 1980),* Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

42 *Some Topics on Wall Stud Design,* par T. Pekoz, pour l'American Iron and Steel Institute, Cornell University Interim Research Report, février 1994.

Chapitre 5 — Stratégies d'entretien et de remise en état

Pour élaborer une stratégie efficace d'entretien et de remise en état d'un mur endommagé, l'expert doit tenir compte des aspects financiers et techniques des options évaluées.

Au point 5.1 du présent chapitre, on expose différentes options d'entretien, de remise en état et de remplacement dans un contexte de gestion des risques et de gestion financière. L'expert reçoit certaines indications quant à la démarche qui répondra le mieux aux exigences de sécurité publique, optimisera le rendement du bâtiment et sera la mieux adaptée à la situation financière du propriétaire.

Au point 5.2, on aborde les aspects techniques de diverses stratégies de remise en état. Cette section doit être lue conjointement avec l'information présentée sous les rubriques correspondantes des chapitres 3 et 4 et renferme des renvois à cette fin.

5.1 Analyses économiques*

5.1.1 Renseignements généraux

Les décisions relatives aux travaux de réparation ou d'entretien qui doivent être effectués sur un bâtiment donné, ainsi que le moment où ces travaux doivent être entrepris, reposent uniquement sur les résultats d'une évaluation technique. Au moment d'adopter une marche à suivre, le propriétaire tiendra surtout compte du coût des réparations. On ne peut toutefois amorcer le processus de planification financière des réparations sans avoir au préalable déterminé l'état physique du bâtiment et procédé à une évaluation technique des problèmes observés et du rendement attendu.

Pour prendre des décisions éclairées, qui soient adaptées aux objectifs commerciaux et à la situation financière du propriétaire, l'expert technique doit collaborer à l'analyse financière qui, en bout de ligne, déterminera de quelle manière le système de mur considéré doit être géré.

5.1.2 Options fondées sur l'encaisse

Les propriétaires d'immeuble privilégient ordinairement les options de réparation qui répondent à leurs besoins d'encaisse. Ces options sont donc celles qui sont le plus souvent retenues dans le cas des projets d'envergure, où le propriétaire n'a pas immédiatement accès aux capitaux voulus.

---

* *L'auteur tient à remercier Mike Van Dusen, de Halsall Associates Limited, firme torontoise d'ingénieurs conseils, à qui l'on doit toute la section 5.1.*

Il faut presque toujours différer les travaux pendant une certaine période pour prendre les dispositions financières nécessaires. Il peut être difficile de prévoir l'ampleur des dommages permanents ou des problèmes de sécurité qui peuvent découler de ce délai.

En échelonnant sur un certain nombre d'années les travaux prévus, on se donne une marge de manœuvre financière. Ici encore, il faut tenir compte des problèmes techniques que peuvent poser les portions de mur qui ne seront pas immédiatement réparées. Si la gravité des problèmes n'est pas uniforme sur toute les surfaces du bâtiment, on peut planifier les réparations de manière à retarder le plus possible les travaux aux endroits les moins abîmés. Dans des conditions extrêmes, on pourra effectuer des réparations "à la carte". Ainsi, un programme de réparation pourra consister à corriger les problèmes de fuites à mesure que ceux-ci apparaissent.

5.1.3 Calcul des coûts

Lorsqu'on analyse les différentes options de réparation, il faut tenir compte non seulement des capitaux nécessaires à l'exécution des travaux, mais aussi des coûts permanents de propriété du bâtiment, pour être en mesure d'établir une comparaison qui soit vraiment équitable.

5.1.3.1 *Coûts liés à la temporisation des travaux*

Pour différer les travaux, il faut d'abord s'assurer de la disponibilité des sommes qui devront être allouées aux divers postes. Les dépenses à prévoir comprennent la fourniture de palissades de protection pour restreindre l'accès des zones dangereuses au grand public, les travaux permanents d'inspection visant à surveiller l'évolution du processus de détérioration et l'apparition de conditions dangereuses, les réparations localisées permettant l'éliminer les dangers immédiats ou les fuites importantes et les pertes imputables à la présence de fuites permanentes. Ces coûts peuvent facilement devenir prohibitifs si le bâtiment présente des défaillances généralisées.

On doit aussi tenir compte des coûts associés aux pertes d'efficacité dans l'exécution des travaux. Le fait d'étaler les travaux peut faire grimper les coûts d'exécution par un entrepreneur et les coûts d'administration et d'inspection par un expert-conseil. La gestion ponctuelle de défaillances généralisées peut souvent entraîner des pertes d'efficacité et des coûts élevés.

Il ne faut pas non plus négliger le phénomène d'inflation des coûts. En période de récession, les coûts de construction peuvent être avantageux. La sensibilisation accrue aux questions de santé et de sécurité et aux problèmes environnementaux ainsi que la mise en place de nouvelles restrictions dans ces domaines semblent donner

lieu à une escalade générale des coûts de construction. Ainsi, les coûts d'élimination des matériaux grimpent rapidement dans de nombreuses régions.

5.1.3.2 *Investissement initial dans les travaux de réparation*

L'investissement initial dans les travaux de réparation doit être déterminé assez précisément. Pour s'assurer de l'exactitude des coûts utilisés dans l'analyse financière, il est recommandé de solliciter des propositions de prix d'entrepreneurs expérimentés pour des lots de travaux et des exigences bien définis.

Dans certaines circonstances, il est souhaitable d'obtenir plusieurs propositions de prix. Une analyse financière fondée sur des estimations préliminaires peut en effet n'indiquer que de légers écarts entre les options envisagées. En sollicitant des propositions de prix pour les diverses options et en remaniant l'analyse financière, on sera davantage en mesure de faire un choix éclairé.

5.1.3.3 *Conservation de l'énergie*

L'exécution de travaux de réparation peut être l'occasion d'optimiser l'efficacité du bâtiment et de tirer un rendement, du moins partiel, de l'investissement consenti par le propriétaire si les améliorations apportées permettent de réaliser des économies d'énergie. En améliorant l'isolation et en réduisant les fuites d'air, on peut réduire directement les coûts de chauffage et de refroidissement. On peut aussi modifier les surfaces extérieures lors de la pose d'un nouveau bardage et réduire ainsi les gains thermiques par rayonnement solaire. Les capteurs solaires incorporés dans le bardage peuvent contribuer à chauffer le bâtiment.

5.1.3.4 *Entretien*

L'entretien d'un mur peut représenter des coûts non négligeables. Ces coûts peuvent être recouvrés si les interventions se traduisent par le remplacement des composants défectueux et permettent de différer les travaux ultérieurs d'entretien. Ainsi, un nouveau bardage superposé au parement en place devrait rendre inutile le rejointoiement ultérieur des joints de mortier et le remplacement du calfeutrage.

5.1.4 *Coûts et risques*

Une fois bien établis, les coûts de chaque option deviennent des facteurs déterminants dans l'étude comparative des différentes options. Il importe aussi de bien définir le risque associé à chaque réparation. Généralement, les réparations à faible coût (réparations localisées ou pose de produits d'étanchéité) présentent plus de risques que les réparations à coût élevé (réfection ou pose

d'un nouveau bardage). Il faut donc évaluer ces risques en tenant compte des coûts estimatifs des travaux qu'il pourrait être nécessaire d'exécuter par la suite. Une option qui présente un faible coût initial mais qui nous oblige à envisager la possibilité de coûts ultérieurs permanents n'est définitivement pas souhaitable. En revanche, on pourra vraisemblablement retenir, pour un programme de réparation expérimental, une option dont l'efficacité n'est pas démontrée mais qui présente un faible coût initial et peu de risques.

Voici quelques exemples des risques associées aux travaux de réparation.

- ***Conditions dangereuses***

  On peut éliminer une option de réparations parce que l'on sait que certaines conditions dangereuses, existantes ou émergentes, pourraient compromettre la sécurité publique et que cette connaissance engage notre responsabilité. On peut aussi opter pour une démarche axée sur la gestion des risques, ce qui nous permet de ne pas écarter immédiatement cette option. Dans ce cas, on peut procéder à des inspections, exercer une surveillance ou adopter des mesures de sécurité provisoires pour gérer les problèmes observés.

- ***Traitement incomplet***

  Les zones qui, au départ, n'étaient pas réputées nécessiter un traitement peuvent par la suite montrer des symptômes ou un désordre qui motivent une intervention. Il faut alors réévaluer ces zones, les étudier, y accéder et les réparer, ce qui entraîne forcément des frais.

- ***Détérioration continue***

  Si toutes les conditions qui ont contribué à l'apparition des problèmes observés ne sont pas corrigées comme il se doit, des problèmes récurrents peuvent survenir dans les zones non traitées ou dans les zones remises en état.

- ***Réparations impossibles à gérer***

  Certaines réparations peuvent produire des murs impossibles à gérer en raison de la complexité des conditions engendrées. Une réfection progressive ou l'utilisation de matériaux de réparation différents au fil des ans donnent lieu à des conditions variées à l'intérieur d'un même mur. La surveillance continue, l'inspection, l'identification des problèmes et les travaux de réparation deviennent des taches complexes, voire impossibles à accomplir. Il peut alors être nécessaire d'adopter un programme plus général de réparation pour obtenir un rendement uniforme et acceptable. Ainsi, certains programmes courants de réfection ponctuelle du calfeutrage engendrent des conditions extrêmement diverses parce que les produits d'étanchéité, le stade d'altération des matériaux et la qualité d'exécution ne sont pas uniformes. Lorsque les matériaux d'origine cèdent et que les joints entre le nouveau et

l'ancien calfeutrage affichent des défaillances, il peut être nécessaire de remplacer tout le calfeutrage pour éliminer les fuites permanentes.

- ***Réparations inefficaces***

Il arrive souvent que des problèmes généralisés apparaissent ou persistent après une réparation. On peut ordinairement réduire ce risque en investissant davantage dans les études et les essais ou en mettant en œuvre des programmes de réparation expérimentaux et en assurant une surveillance pour en vérifier l'efficacité.

Une réparation inefficace ne signifie pas nécessairement que l'argent investi a été mal dépensé. Si les travaux devaient être exécutés pour d'autres raisons, par exemple, à des fins d'entretien courant, et si les réparations effectuées par la suite devaient permettre de régler un problème, ces travaux n'ont pas été inutiles et comportent peu de risques. Ainsi, il serait raisonnable, dans un premier temps, de remplacer le calfeutrage détérioré d'un bâtiment qui présente des fuites, même s'il faut ultérieurement réparer les défauts internes des solins.

5.1.5 Méthodes d'analyse économique

Pour établir une comparaison équitable entre les coûts actuels et futurs, il faut employer une méthode qui tiendra compte des effets de l'inflation et des intérêts courus sur le capital.

5.1.5.1 *Valeur actualisée*

Les coûts sont généralement évalués par rapport à la valeur actuelle de l'argent. Un coût futur a ordinairement moins de valeur que les sommes engagées aujourd'hui parce qu'il faut tenir compte des effets de l'inflation et de l'intérêt. Une analyse fondée sur la valeur actualisée permet de calculer la valeur des coûts et des économies en dollars actuels; on peut donc totaliser ces coûts et ces économies pour comparer les différentes options.

On peut tenir compte des effets des taux d'intérêt et de l'inflation en effectuant les calculs ci-après.

Pour estimer le coût futur d'une réparation dans l'hypothèse d'une inflation annuelle constante des coûts, où « *inf* » représente l'inflation et « *n* » le nombre d'années :

$$\text{Valeur future} = \text{Valeur actualisée} \times (1 + \text{inf})^n$$

Pour calculer la valeur actualisée d'une économie ou d'un coût futur dans l'hypothèse d'un rendement constant sur l'investissement, où « i » représente le taux d'intérêt et « n », le nombre d'années :

$$\text{Valeur actualisée} = \text{Valeur future} \times \frac{1}{(1+i)^n}$$

Pour calculer la valeur actualisée d'une économie ou d'un coût annuel fixe dans l'hypothèse d'un rendement constant de l'investissement, où « i » représente le taux d'intérêt et « n », le nombre d'années :

$$\text{Valeur actualisée} = \text{Montant annuel} \times \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}$$

Une analyse fondée sur la valeur actualisée permet de comparer très exactement les diverses options à l'aide de dollars actuels. Il peut être nécessaire de faire une nouvelle analyse afin de tenir compte des coûts supplémentaires associés au financement des travaux.

5.1.5.2 *Planification du fonds de réserve*

La planification du fonds de réserve est un exercice courant dans l'industrie du logement en copropriété. Il s'agit, dans un premier temps, de calculer les coûts prévus des principaux travaux de réparation et de remplacement que l'on devra exécuter pour assurer l'entretien du bâtiment. On utilise ensuite ces coûts pour calculer les sommes devant être versées chaque année au fonds de réserve qui servira au financement des travaux. Une planification efficace du fonds de réserve donne lieu à des versements annuels uniformes et permet d'éviter une modification soudaine des frais facturés aux propriétaires.

La planification du fonds de réserve permet de comparer les coûts des différentes options de réparation avec ceux de l'option la plus avantageuse, généralement définie comme celle qui exige les plus faibles contributions annuelles. Ainsi, dans les projets d'immobilisations de grande envergure qui n'exigeront ni travaux ultérieurs ni report des travaux, la contribution annuelle est minime. Dans les projets à faible coût où l'on reporte les dépenses importantes en capital au-delà d'une période initiale de financement limité, on peut aussi réduire considérablement la contribution annuelle au fonds de réserve. Il faut souligner que la meilleure option de réparation définie dans le cadre de ce processus peut ne pas être celle qui ressort d'une analyse fondée sur la valeur actualisée.

Les méthodes de calcul vont d'une « analyse linéaire » simple mais prudente à une analyse plus précise fondée sur « l'encaisse ».

L'analyse linéaire est la méthode la plus couramment employée parce qu'elle est simple et compatible avec les chiffriers électroniques. Dans cette démarche, on totalise les sommes annuelles qui doivent être budgétisées pour financer chaque projet au moment voulu. Ainsi, pour

une réparation de 100 000 $ devant être effectuée dans 10 ans, il faut prévoir des contributions annuelles de 10 000 $. Si l'on dispose déjà de 50 000 $ pour cette réparation, il faut prévoir une contribution annuelle de 5 000 $ pour constituer le fonds de réserve nécessaire. Dans cet exemple, on n'a pas tenu compte de l'intérêt et de l'inflation. Si l'on tient compte de ces facteurs, on obtient une contribution annuelle légèrement moins élevée.

L'analyse fondée sur l'encaisse nécessite l'utilisation d'un logiciel spécial. Plutôt que de totaliser les contributions à verser pour chaque réparation, on analyse les décaissements pour l'ensemble des travaux afin de déterminer les sommes que l'on devra verser chaque année pour éviter un déficit. L'analyse fera ressortir des « années critiques », où le fonds de réserve sera épuisé par des investissements importants en capital. Cette méthode permet de tenir compte des effets des intérêts gagnés sur le fonds de réserve ou d'augmenter progressivement les contributions annuelles au fil des ans.

Dans certains cas, une analyse fondée sur l'encaisse et une analyse linéaire produiront des contributions annuelles identiques. Les résultats seront comparables si l'on calcule la contribution annuelle pour un nouveau bâtiment ou un bâtiment plus ancien pour lequel on avait prévu un financement suffisant. Cependant, dans de nombreux cas, l'analyse fondée sur l'encaisse produira des contributions annuelles plus faibles, en particulier lorsque le fond de réserve a été insuffisamment doté pendant une certaine période ou lorsque des réparations imprévues doivent être rapidement intégrées au programme.

Pour illustrer par un exemple simple comment une analyse fondée sur l'encaisse produit une contribution annuelle plus faible, prenons un bâtiment qui ne doit faire l'objet que de deux activités de réparation et pour lequel aucun fonds de réserve n'a été constitué. On prévoit allouer 100 000 $ à chaque activité de réparation, la première devant être entreprise dans 2 ans et la deuxième, dans 4 ans. Compte non tenu des effets de l'intérêt et de l'inflation, une analyse linéaire déterminera une contribution annuelle de 75 000 $ (soit 50 000 $ pour la première réparation et 25 000 $ pour la deuxième). Dans une analyse fondée sur l'encaisse, une contribution annuelle de 50 000 $ fournira les fonds suffisants pour les deux réparations. Cette méthode exige donc une planification financière plus serrée.

Pour plus de détails sur ces deux méthodes d'analyse, voir Loeb[7].

5.2 Répertoire des méthodes de remise en état

La présente section renferme un certain nombre de stratégies d'entretien et de remise en état des murs détériorés.

Le lecteur pourra utiliser les renvois contenus dans l'index du tableau 5 - 2 pour repérer l'information dont il besoin dans le corps du texte. Ce tableau dresse une liste alphabétique :

- des symptômes observés;
- des éléments de mur présentant un désordre; ou
- des méthodes de remise en état.

TABLEAU 5 - 2
Index — Se reporter aux numéros de section indiqués

Élément de mur ou symptôme	Résistance, aptitude au service ou caractéristiques de construction
Agrafes	*Voir 5.2.6, 5.2.13.2, 5.2.14*
Appuis de fenêtre	*Voir Fenêtres*
Assèchement	*Voir 5.2.5.1, 5.2.5.7, 5.2.6*
Calfeutrage	*Voir Produits d'étanchéité*
Cavités murales	*Voir Lame d'air*
Chantepleures	*Voir Évents*
Coloration	*Voir 5.2.5.9*
Contreventement	*Voir 5.2.6, 5.2.13.1, 5.2.14*
Cornières d'appui	*Voir 5.2.1, 5.2.5.2, (Figure 5 - 21)*
Corrosion	*Voir 5.2.20*
Déflecteur de pluie	*Voir 5.2.5.1, 5.2.5.7*
Dilatation et retrait thermiques	*Voir Mouvements*
Efflorescence	*Voir 5.2.5.5, 5.2.5.9, 5.2.5.10*
Effritement	*Voir Gel et dégel*
Évents et chantepleures	*Voir 5.2.5.7, 5.2.5.8*
Fissuration due aux mouvements horizontaux	*Voir 5.2.4*
Fissuration due aux mouvements verticaux	*Voir 5.2.1.3, 5.2.3*
Fissuration en flexion	*Voir 5.2.5.1*
Fléchissement	*Voir Poteaux types et jumelés, Sablières, Lisse basse, Poteaux de renfort télescopiques, Fissuration en flexion*
Fuites d'air	*Voir Étanchéité à l'air*
Gel et dégel	*Voir 5.2.5.6, 5.2.5.9*
Graffitis	*Voir 5.2.5.10*
Humidité	*Voir 5.2.5.1, 5.2.5.3, 5.2.5.5, 5.2.5.6, 5.2.5.7, 5.2.5.8, 5.2.5.9, 5.2.5.10, 5.2.6, 5.2.8, 5.2.9*

TABLEAU 5 - 2
Index — Se reporter aux numéros de section indiqués

Élément de mur ou symptôme	Résistance, aptitude au service ou caractéristiques de construction
Imperméabilisation	*Voir 5.2.4, (Figure 5 - 3), (Figure 5 - 9)*
Isolant en matelas	*Voir 5.2.11*
Isolant extérieur	*Voir 5.2.9, 5.2.10*
Joints de dilatation	*Voir Fissuration*
Joints de rupture	*Voir Fissuration*
Lames d'air	*Voir 5.2.8*
Linteaux	*Voir 5.2.2*
Linteaux et appuis de fenêtre	*Voir 5.2.18*
Lisse basse	*Voir 5.2.13.3, 5.2.13.4, 5.2.15*
Maçonnerie	*Voir 5.2.1.2, 5.2.5, 5.2.13.2 (Figure 5 - 16)*
Mortier et joints de mortier	*Voir 5.2.5.3, 5.2.4, 5.2.8*
Mouvements	*Voir Fissuration, Sablières*
Mouvements dus à l'humidité	*Voir Mouvements*
Murs en surélévation	*Voir 5.2.19*
Nettoyage	*Voir 5.2.5.10*
Pare-vapeur	*Voir pare-air*
Plaques de plâtre extérieures	*Voir Revêtement extérieur*
Plaques de plâtre intérieures	*Voir Revêtement intérieur*
Ponts thermiques	*Voir 5.2.6, Isolant extérieur, Isolant en matelas*
Poteaux de renfort télescopiques	*Voir 5.2.13.2*
Poteaux jumelés aux montants	*Voir 5.2.17*
Poteaux types	*Voir 5.2.13, 5.2.15*
Poudrage	*Voir Isolant extérieur*
Produits d'étanchéité et enduits	*Voir 5.2.5.9, 5.2.8*
Revêtement extérieur	*Voir 5.2.9, 5.2.10*
Revêtement intérieur	*Voir 5.2.10, 5.2.12*
Sablières	*Voir Fenêtres*
Sablières	*Voir 5.2.13.4, 5.2.15, 5.2.16*
Solins et imperméabilisation	*Voir 5.2.5.8, 5.2.7*
Systèmes d'étanchéité à l'air	*Voir 5.2.9, 5.2.10, 5.2.13.2*
Valeur de résistance thermique	*Voir Isolant en matelas, Isolant extérieur*

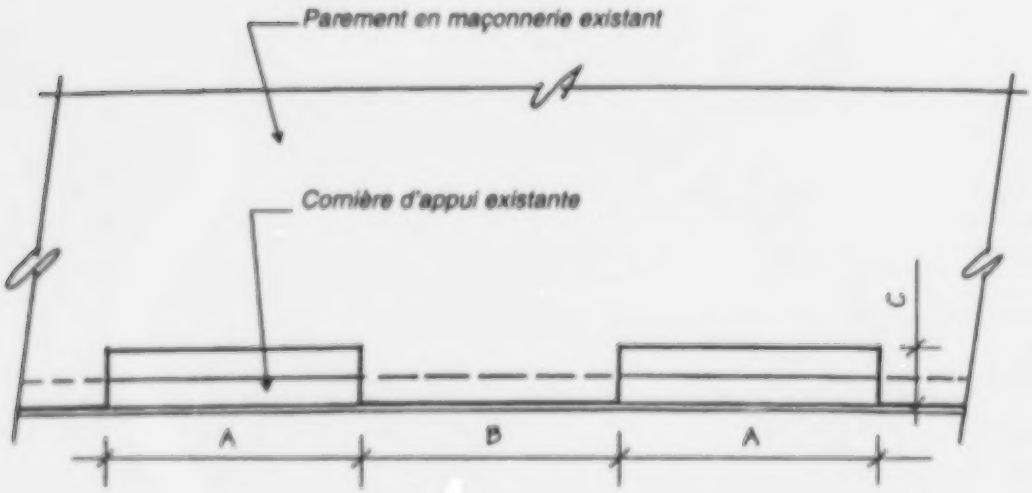
5.2.1 Cornières d'appui

Voir aussi les points 3.2 et 4.3.2.1.

5.2.1.1 *Remplacement*

Une fois toutes les briques du bâtiment enlevées, on remplace les cornières d'appui comme on le ferait pour installer des cornières dans un bâtiment neuf. Il peut être nécessaire d'utiliser des ancrages à béton forés s'il est impossible d'employer des ancrages réglables coulés dans le béton.

Si le parement en maçonnerie doit être conservé, il faut y pratiquer des ouvertures, puis retirer et remplacer progressivement les cornières d'appui. Voir la figure 5 - 1. Réaliser les ouvertures « A » et retirer et remplacer les cornières d'appui à ces endroits. Replacer les briques et reprendre le processus pour les ouvertures « B ».



NOTES :

1. *Dimension « A » = la largeur de l'ouverture pratiquée dans le parement ne doit pas dépasser la résistance au voûtement de la maçonnerie (dimension type — 1 m)*
2. *Dimension « B » = « A » (dimension type)*
3. *Dimension « C » = hauteur de l'ouverture dans le parement (dimension type — 3 assises de briques)*

FIGURE 5 - 1
REMPLACEMENT D'UNE CORNIÈRE D'APPUI LORSQUE LE PAREMENT DOIT ÊTRE CONSERVÉ

Plutôt que de laisser la maçonnerie existante aux emplacements « B », certains entrepreneurs préfèrent utiliser des outils de levage ou des éléments d'appui en bois d'œuvre. Ils procèdent toutefois de la manière indiquée ci-dessus, et retirent et remplacent les cornières aux emplacements « A » d'abord, puis aux emplacements « B ».

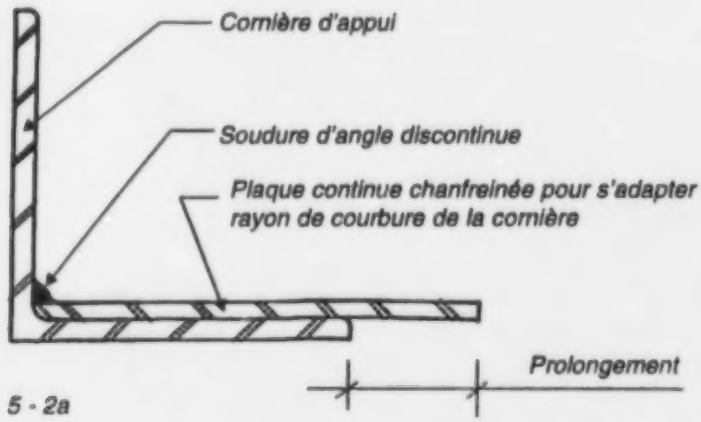
Les solins d'origine doivent aussi être remplacés. Voir le point 5.2.7.

Comme la cornière existante a été jugée inacceptable, il est fort probable que les joints souples (le cas échéant) situés sous la cornière ne soit plus fonctionnels et que des contraintes de compression s'exercent dans le parement. Il faut exécuter les réparations de haut en bas pour éliminer les contraintes exercées sur les étages inférieurs à mesure que les travaux progressent.

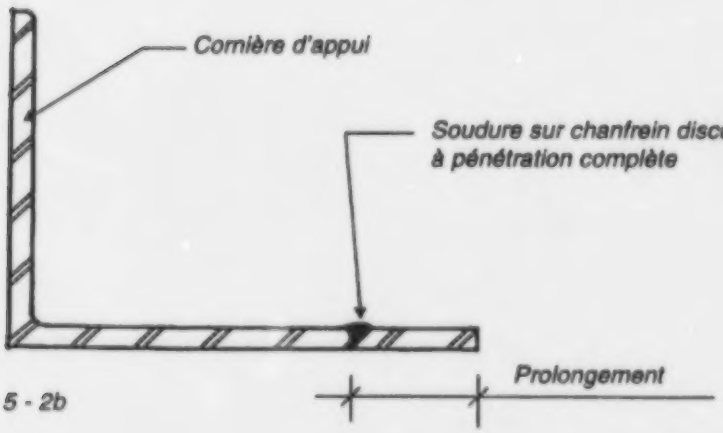
Il est à noter que l'absence de joint souple n'est pas nécessairement un inconvénient puisque le parement sous-jacent contribue à soutenir la cornière défectueuse et le poids du parement sus-jacent. Si un joint souple est présent, il peut être souhaitable de caler provisoirement la sous-face de la cornière pour mobiliser l'appui sous-jacent.

5.2.1.2 *Prolongement de la cornière*

Lorsque la portion de maçonnerie en porte-à-faux est excessive, on peut prolonger l'aile horizontale de la cornière. Voir les figures 5 - 2a et 5 - 2b.



5 - 2a



5 - 2b

NOTES :

1. Lorsque les soudures sont réalisées du dessus, décaler les ouvertures pratiquées dans le parement, comme le montre la figure 5 - 1.
2. S'assurer que la cornière existante et les ancrages utilisés pour fixer la cornière à la dalle en béton ont une résistance suffisante.
3. Le prolongement illustré à la figure 5 - 2b peut être soudé du dessus (comme le montre la figure) ou du dessous. Les soudures en hauteur sont plus difficiles à réaliser, mais elles facilitent l'enlèvement de la brique. Généralement, il suffit de retirer la première ou les deux premières assises situées sous la cornière.

FIGURE 5 - 2
PROLONGEMENT DE L'AILE HORIZONTALE DE LA CORNIÈRE

5.2.1.3 *Discontinuités*

Lorsque les discontinuités ne sont pas importantes, le prolongement de la cornière d'appui peut être soudé, et il ne sera peut-être pas nécessaire d'utiliser d'autres ancrages à béton. Lorsque les discontinuités sont importantes, il faut installer une nouvelle cornière à l'aide d'ancrages à béton.

Lorsque les angles des murs présentent des fissures verticales dues à des cornières d'appui discontinues (voir la figure 3 - 13), il faut ordinairement enlever et reconstruire ces portions de maçonnerie et renforcer les coins au moyens d'une cornière d'appui pour alléger les contraintes qui s'exercent dans le parement.

5.2.1.4 *Corrosion*

On peut souvent freiner la corrosion d'une cornière d'appui en installant un nouveau solin (voir le point 5.2.7). Certains experts estiment que les membranes auto-adhésives font des solins efficaces et protègent bien la cornière contre la corrosion. L'application d'une peinture à forte teneur en zinc peut aussi offrir une bonne protection. Il faut parfois remplacer les cornières fortement corrodées. Voir aussi le point 5.2.20.

5.2.1.5 *Connecteurs pour béton*

Lorsque les connecteurs pour béton sont inadéquats (résistance insuffisante, calage inacceptable, etc.), on peut laisser en place les connecteurs existants et installer de nouveaux ancrages forés et de nouvelles cales. Il faudra pratiquer de petites ouvertures dans la maçonnerie à l'emplacement des ancrages.

5.2.2 Linteaux à cornières séparées

Voir aussi les points 3.3. et 4.3.2.2.

5.2.2.1 *Remplacement*

Le remplacement des linteaux à cornières séparées nécessite généralement l'enlèvement des briques sus-jacentes. Dans la plupart des murs OA/PM, la maçonnerie qui surmonte les fenêtres n'est formée que de quelques assises de briques.

5.2.2.2 *Prolongement de la cornière*

Voir le point 5.2.1.2.

5.2.2.3 *Corrosion*

Voir les points 5.2.1.4 et 5.2.20.

5.2.3 Joints de mouvement verticaux dans le parement de maçonnerie

Voir aussi les points 3.4 et 4.3.2.3.

Les joints de mouvement verticaux peuvent être découpés à la scie dans le parement existant.

- On peut découper à la scie les nouveaux joints à l'emplacement ou à proximité des fissures. Voir Drysdale et Suter[2] pour des indications supplémentaires sur l'emplacement des joints.
- On découpe les nouveaux joints à l'aide d'une scie à maçonnerie en une ou deux passes, selon l'épaisseur de la lame et la largeur de joint voulue. Les largeurs types des joints réalisés en rattrapage varient entre 10 et 15 mm.
- Le parement doit être supporté de part et d'autre du joint découpé. Un joint découpé entre des poteaux est acceptable dans la mesure où les poteaux et les agrafes à maçonnerie adjacents possèdent une résistance suffisante. S'il faut relier la maçonnerie aux poteaux en acier par des agrafes installées en rattrapage, voir le point 5.2.6. On peut également réaliser un joint découpé à l'emplacement d'une colonne en béton ou d'un mur de contreventement et fixer de nouvelles agrafes dans le béton (au besoin).
- Il est à noter qu'en réalisant un joint de rupture vertical à proximité d'un angle, on peut augmenter les charges qui s'exercent sur les agrafes et puisque la portée horizontale de la maçonnerie est maintenant délimitée par l'agrafe adjacente au joint découpé et non par le coin. L'exécution d'un joint de rupture dans le plan du mur, à bonne distance des angles, ne devrait pas accroître les charges exercées sur les agrafes adjacentes au nouveau joint.

Comme solution à court terme, on peut calfeutrer les fissures et leur faire jouer le rôle de joint de mouvement. Ce procédé n'est toutefois pas acceptable à long terme pour les raisons suivantes :

- les débris présents dans la fissure peuvent empêcher celle-ci de fonctionner comme un joint de mouvement;
- en raison de leurs dimensions, les fissures sont souvent difficiles à calfeutrer;
- la fissure peut se refermer complètement après le calfeutrage et expulser le matériau d'étanchéité;
- la réparation est généralement peu esthétique.

5.2.4 Joints de mouvement horizontaux dans le parement en maçonnerie

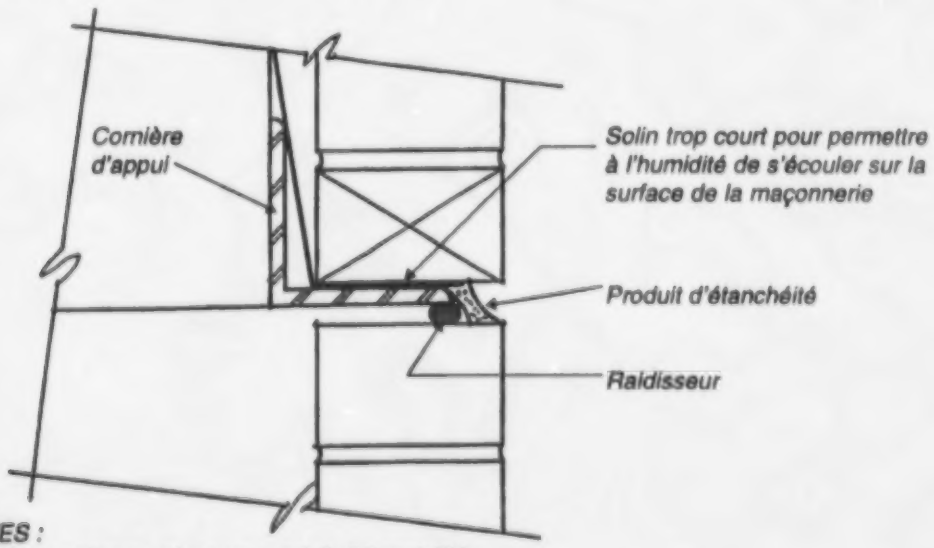
Pour de plus amples renseignements sur le comportement et les défauts des joints et leurs conséquences, voir le point 3.4.

Les joints souples exécutés en rattrapage (généralement de 10 à 12 mm) peuvent être situés sous les cornières mais uniquement lorsque ces cornières et ses ancrages offrent une résistance structurale suffisante et que la portion de maçonnerie en porte-à-faux n'est pas excessive. Les réparations doivent être effectuées de haut en bas de manière à éliminer les contraintes exercées sur les étages à mesure que les travaux progressent.

On réalise généralement les joints souples en retirant une assise sous la cornière, en rognant les briques à l'épaisseur prescrite et en les remettant en place. Lorsque les briques d'origine ne peuvent être conservées ou lorsque ce procédé n'est pas économique, il faut découper de nouvelles briques aux dimensions voulues. Compte tenu du nombre de formats actuellement offerts dans le marché, on peut généralement se procurer des briques neuves qui auront déjà les dimensions recherchées. On peut aussi exécuter des joints de mouvement horizontaux sans retirer de briques. Ce procédé peut être économique mais il présente certains inconvénients :

- la libération des contraintes de compression résiduelles provoque souvent un grippage de la lame;
- le joint découpé peut être difficile à inspecter. Si le joint ne traverse pas complètement le parement, il peut créer un parcours de charge excentrique. Cette excentricité peut causer un flambage du parement à des endroits qui ne présentaient jusque là aucune défaillance.

Après exécution, il faut calfeutrer le joint de mouvement horizontal. Voir la figure 5 - 3.



NOTES :

1. Il faut mettre en place un produit d'étanchéité :

b) pour empêcher l'eau de refluer sous la cornière;

c) pour empêcher l'eau de s'écouler sur le dessus de la brique sous-jacente;

d) de manière que le produit présente un rapport hauteur-épaisseur d'environ 2 : 1.

FIGURE 5 - 3
DÉTAIL RECOMMANDÉ POUR LES PRODUITS D'ÉTANCHÉITÉ POSÉS EN RATTRAPAGE

Il est souhaitable d'attendre un certain temps avant de poser le calfeutrage. Ce délai permet d'inspecter le nouveau joint de mouvement horizontal pour vérifier s'il s'est refermé par endroits. S'il s'est refermé, c'est vraisemblablement parce que la cornière ou son assemblage sont inadéquats, et il faudra effectuer de nouveaux travaux de réfection.

Faut-il réaliser de nouveau joints souples à chaque étage?

Il arrive parfois que l'on exécute des joints souples à tous les deux ou trois étages plutôt qu'à tous les étages. Bien qu'économique, ce procédé présente certains inconvénients.

- Les charges qui s'exercent sur la cornière à l'emplacement de chaque joint de mouvement sont difficiles à analyser. À ces charges, qui comprennent une partie du poids total du parement situé derrière les joints de mouvement, s'ajoutent les contraintes de compression qui demeurent emprisonnées dans le parement.
- Ces contraintes de compression résiduelles peuvent persister et contribuer à l'effritement localisé de la brique à l'emplacement des cornières d'appui intermédiaires ou au flambage de tout le parement. Il est à noter que les contraintes de compression résiduelles et la charge qui s'exerce sur la cornière d'appui peuvent être estimées à l'aide du modèle informatique mis au point par Fenton et Suter[2], dont il a été question au point 4.3.2.3 (b).

5.2.5 Brique et mortier

5.2.5.1 *Fissures de flexion*

Voir aussi les points 3.5.1 et 4.3.2.4 (a).

Lorsque les fissures de flexion posent un problème, c'est généralement parce qu'elles favorisent la pénétration de l'eau à travers le parement. Il est cependant peu probable que les fissures de flexion soient les seules responsables de ce phénomène.

Lorsque l'eau pénètre par les fissures de flexion, les stratégies ci-après permettent d'atténuer le problème.

- Dans le cas de panneaux simples de parement dont la portée est délimitée par les dalles sus-jacente et sous-jacente, les fissures surviennent le plus souvent à l'emplacement du joint de mortier situé à peu près à mi-hauteur. On peut racler le joint et le calfeutrer. Cependant, les fissures de flexion étant généralement des fissures capillaires, elles sont difficiles à repérer.

  Lorsque des états limites ou la présence d'ouvertures viennent compliquer le comportement en flexion de la maçonnerie, la

configuration des fissures horizontales peut être trop complexe pour que ce procédé puisse être utilisé.

- L'égalisation des pressions peut être améliorée. À cette fin, on peut réduire les fuites d'air à travers l'étanchéité à l'air, agrandir les évents et les chantepleures ou en ajouter ou compartimenter la lame d'air à l'aide de déflecteurs verticaux.

- On peut accélérer l'assèchement du mur en agrandissant ou en ajoutant les évents et les chantepleures.

- On peut augmenter la résistance du mur à une pénétration accrue de l'eau (le cas échéant) en améliorant les solins (voir le point 5.2.7) et les chantepleures (voir le point 5.2.7).

5.2.5.2 ***Maçonnerie en porte-à-faux***

Voir aussi les points 3.5.2.1 et 4.3.2.4 (b).

Voir le point 5.2.1.2.

5.2.5.3 ***Fissuration de la maçonnerie — Divers***

Voir aussi le point 3.5.3.1.

Les causes de la fissuration de la maçonnerie sont abordées au point 3.5.3.1. Ces fissures peuvent être attribuables à une mauvaise adhérence entre le mortier et les éléments de maçonnerie, à des contraintes de flexion et aux mouvements horizontaux ou verticaux. Pour plus de détails sur les mouvements horizontaux et verticaux, voir les points 5.2.3 et 5.2.4. Pour plus de détails sur les fissures de flexion, voir le point 5.2.5.1.

Les fissures dues à une mauvaise adhérence entre le mortier et les briques peuvent favoriser la pénétration de l'humidité dans la cavité murale; on peut atténuer ce problème de la manière indiquée au point 5.2.5.1, Fissures de flexion. La formation de ce type de fissures peut être imputable à de mauvaises méthodes de construction ou à un mauvais choix de matériaux (voir le point 3.5.3.1) et toucher simultanément plusieurs joints. Ce problème peut causer une instabilité du parement entre les agrafes (voir la figure 3 - 2). On peut alors poser des agrafes en rattrapage pour stabiliser le parement.

5.2.5.4 ***Joints de mortier***

Voir aussi les points 3.5.3.2 et 4.3.2.4 (c).

Les joints de mortier détériorés doivent être dégradés et rejointoyés.

Il faut retirer le vieux mortier sur une profondeur d'environ 20 mm ou jusqu'à ce que l'on atteigne le mortier sain. Idéalement, il faut choisir un mortier présentant une composition, une résistance, une couleur et une texture comparables à celles de l'ancien mortier, ce qui en pratique n'est pas toujours facile. Il sera plus aisé d'harmoniser les couleurs si on nettoie d'abord le parement (voir le point 5.2.5.10). On privilégie parfois les mortiers modifiés au latex pour le rejointoiement, car ils résistent mieux à la pénétration de l'eau et adhèrent mieux à la brique et au mortier en place.

Comme pour les construction neuves, on réalise des joints concaves bien tirés, des joints en V ou des joints-rejéteaux. Voir Drysdale et Suter[2] pour divers types de joints.

5.2.5.5 ***Efflorescence***

Voir aussi le point 3.5.4.1.

La meilleure façon de traiter l'efflorescence consiste à réduire la quantité d'humidité qui pénètre dans la maçonnerie. L'humidité peut avoir plusieurs sources. Voir le point 3.5.4.1.

La pénétration de l'humidité dans la maçonnerie lorsque la pluie est poussée par le vent peut contribuer à la formation d'efflorescence, et, l'application de produits d'étanchéité sur la brique peut, dans certains cas, améliorer le rendement du parement. (Voir le point 5.2.5.9, Produits d'étanchéité.) Cependant, ce procédé peut aussi avoir des conséquences fâcheuses graves. Les produits d'étanchéité peuvent favoriser la cristallisation, processus qui survient dans la structure des pores, sous la surface et non à la surface de la brique. Les contraintes engendrées par la cristallisation s'exercent de façon répétée sur les parois des pores et elles sont suffisantes pour entraîner une rupture de la brique, rupture qui se traduit par un effritement superficiel. Ce mécanisme donne à peu près les mêmes résultats que les cycles de gel et de dégel, mais la formation de sels produit des contraintes beaucoup plus fortes[3]. Il faut souligner qu'une fois amorcé, le processus d'effritement tend à s'accélérer puisque les briques déjà effritées sont moins résistantes à la pénétration de l'humidité.

Certains experts ont avancé que lorsque la pénétration de l'humidité attribuable à la pluie poussée par le vent est le principal facteur d'effritement, il vaut mieux rejointoyer la maçonnerie qu'appliquer des produits d'étanchéité (voir les points 5.2.5.4 et 5.2.5.9). Dans les deux cas, il est souhaitable de faire un essai du procédé retenu sur une partie du mur.

Pour le nettoyage de l'efflorescence, voir le point 5.2.5.10, Nettoyage.

5.2.5.6 *Dommages dus à l'action du gel et du dégel*

Voir aussi le point 3.5.4.2.

Pour connaître le comportement sous l'action du gel et du dégel ainsi que les défauts de la maçonnerie et leurs conséquences, voir le point 3.5.4.2.

Les dommages dus à l'action du gel et du dégel touchent les briques qui n'ont pas la résistance voulue à ces charges cycliques et dont le degré de saturation se rapproche de leur limite d'absorption. Cette humidité peut avoir de nombreuses sources — voir le point 3.5.4.1. Une fois amorcé, le processus d'effritement tend à s'accélérer puisque les briques déjà effritées sont moins résistantes à la pénétration de l'humidité attribuable à la pluie poussée par le vent.

Les produits d'étanchéité ont des avantages et des inconvénients (voir le point 5.2.5.9). Ils empêchent dans une certaine mesure la pénétration de l'humidité mais, vu leur faible porosité, ils ne permettent d'évacuer qu'une faible partie de l'humidité emprisonnée dans la maçonnerie. Généralement, les enduits n'offrent pas une protection efficace contre la pénétration de grandes quantités d'humidité, et les problèmes liés au gel et au dégel risquent de persister ou de s'aggraver aux endroits où l'humidité est le plus fortement concentrée[4]. Il est souhaitable de faire d'abord un essai sur une partie du mur.

On peut appliquer un bardage extérieur nouvellement isolé pour maintenir la maçonnerie au-dessus des températures de gel et faire obstacle à la pluie poussée par le vent.

5.2.5.7 *Évents et chantepleures*

Voir aussi le point 3.5.4.3.

Pour connaître le comportement ainsi que les défauts des évents et des chantepleures et leurs conséquences, voir le point 3.5.4.3.

Les chantepleures sont souvent obstruées par les bavures de mortier accumulées dans la lame d'air.
On peut restaurer les chantepleures en procédant comme suit :

- forer un parcours dans les bavures de mortier, si l'accumulation n'est pas trop importante;
- réaliser une nouvelle chantepleure dans l'assise adjacente en enlevant un joint supérieur et en forant, au besoin;
- retirer la brique adjacente à la chantepleure, nettoyer les bavures et replacer la brique.

On peut ajouter des évents pour améliorer l'égalisation des pressions et accélérer l'assèchement du mur. La taille et l'espacement des évents correspond généralement à ceux des chantepleures. Les évents doivent comporter un écran déflecteur qui fera obstacle à la pénétration de la pluie poussée par le vent et des insectes.

5.2.5.8 *Imperméabilisation*

Les symptômes d'une mauvaise imperméabilisation se manifestent généralement dans les premières assises, au niveau des fondations (efflorescence ou effritement dû à l'action du gel et du dégel). On peut toutefois mettre en place certaines mesures correctives :

- poser un solin sur toute l'épaisseur du mur de fondation. Voir le point 5.2.7, Solins;
- abaisser le niveau du sol de manière à obtenir un dégagement de 150 à 200 mm entre la maçonnerie et le niveau du sol;
- travailler le sol en pente de manière que l'eau s'écoule dans le sens opposé au bâtiment;
- si le bâtiment comporte un sous-sol, imperméabiliser la fondation jusqu'à environ 600 mm sous le niveau du sol.

5.2.5.9 *Produits d'étanchéité et enduits*

Les produits d'étanchéité peuvent constituer une solution très économique. Voir les points 5.2.5 5, Efflorescence, 5.2.5.6, Gel et dégel, 5.2.8, Lames d'air, pour des exemples d'un bon usage des produits d'étanchéité.

Il existe une vaste gamme d'enduits.

- Enduits cimentaires comme le stuc
- Peintures, dont les peintures à base de liant hydraulique, de latex et de résines alkydes
- Hydrofuges transparents pour traitement de surface, dont les silicones et les acryliques.

Hydrofuges transparents pour traitement de surface

Ces produits sont parmi les plus couramment utilisés. Ils peuvent être classés selon divers critères :

- à l'eau ou renfermant un solvant organique;
- pour traitement de surface ou pénétrants;
- imper-respirants ou non;
- résistants aux alcalis ou non.

Généralement, la chimie des hydrofuges transparents pour traitement de surface est assez complexe, et l'efficacité des ces produits peut être fonction de certaines réactions chimiques avec la maçonnerie proprement dite. Ainsi, certains produits ne sont efficaces que s'ils

réagissent avec l'humidité du mur dans un milieu suffisamment alcalin. Ces conditions ne sont pas toujours réunies ou peuvent n'être présentes que dans une partie du mur. Le produit peut donc sceller efficacement le mortier alcalin et demeurer sans effet sur les briques neutres. Il est essentiel de consulter d'abord le fabricant et un expert.

Les hydrofuges au silicone peuvent être subdivisés en résines de silicone, en silanes et en siloxanes. Ces traitements modifient l'angle de contact entre l'eau et les pores superficiels de la maçonnerie de sorte que la maçonnerie repousse l'eau plutôt que l'absorber. Ces produits ne colmatent pas les fissures et les vides, qui doivent être réparés avant le traitement.

Les acryliques forment à la surface de la maçonnerie une pellicule élastique étanche à l'eau. Ces produits peuvent, dans une certaine mesure, colmater les petites fissures et les petits vides.

Les agents d'étanchéité font parfois plus de tort que de bien. Le Brick Institute of America (note technique n° 7E[5]) décrit les dangers potentiels d'une utilisation abusive des silicones et d'autres solutions d'étanchéité pénétrantes transparentes. Il fournit aussi une liste de contrôle en 10 points dont il faut respecter tous les critères pour obtenir une forte probabilité de rendement acceptable. La controverse qui entoure les enduits hydrofuges transparents vise surtout leur incapacité à respirer et à permettre l'évacuation sous forme de vapeur de l'humidité emprisonnée dans la brique. Pour un exposé détaillé, voir les points 5.2.5.5, Efflorescence, et 5.2.5.6, Gel et dégel.

Lorsqu'on utilise des agents d'étanchéité, il faut en connaître les risques. Il est souhaitable d'en faire d'abord l'essai sur une partie du mur et de surveiller les résultats pendant un certain temps. Certains experts estiment qu'une surveillance de quelques mois suffit tandis que d'autres soutiennent que les problèmes (le cas échéant) peuvent n'apparaître que 2 à 5 ans après l'application.

Il est à noter que certains aspects du rendement des produits d'étanchéité peuvent être immédiatement vérifiés. Ainsi, on peut vérifier si la pénétration de l'eau a été réduite à l'aide de techniques de mesure sur place, comme le tube Rilem (voir le point 2.4.7.2). On peut aussi vérifier la vulnérabilité du mur aux cycles de gel et de dégel en découpant à la scie un échantillon du mur traité et l'analysant en laboratoire.

Pour de plus amples renseignements sur les produits d'étanchéité, voir NCMA-TEK 10B[6], Drysdale et Suter[2], BIA — note technique 7E[5], DCC 131[7], DCC 162[8] et NCHRP — rapport n° 244[9].

Coloration

On peut appliquer un traitement colorant pour restaurer les briques décolorées ou uniformiser la couleur des anciens et des nouveaux éléments de maçonnerie. Il est plus facile d'harmoniser la couleur si l'on nettoie d'abord le parement — voir le point 5.2.5.10, Nettoyage. Les colorants sont offerts dans une vaste gamme de préparations conçues essentiellement pour favoriser l'adhérence du pigment à la surface de la brique. Ces traitements peuvent ou non posséder certaines des caractéristiques des produits hydrofuges. Il faut consulter le fabricant.

5.2.5.10 ***Nettoyage***

Généralités

Voir *Masonry Cleaning — the State of the Art — STP 935* par D. W. Boyer[3].

Selon Boyer, les dommages causés à la maçonnerie par l'accumulation de dépôts superficiels et les taches vont bien au-delà d'une simple atteinte à l'esthétique. Des dépôts superficiels importants peuvent contribuer à la dégradation progressive des supports de maçonnerie. Voici quelques-uns des facteurs qui contribuent à la dégradation de la maçonnerie :

- les sels superficiels — voir Efflorescence;
- les surfaces mouillées sales, qui peuvent réagir avec les gaz atmosphériques (dioxyde de carbone, dioxyde de soufre et azote) pour former des liquides corrosifs (acides carbonique, sulfurique et nitrique);
- les surfaces mouillées sales, qui constituent un milieu propice à la prolifération de micro-organismes favorisant la rétention de l'humidité et se nourrissant de la chaux libre contenue dans le mortier, ce qui produit des concrétions corrosives;
- les taches hygroscopiques, qui peuvent aggraver l'absorption de l'humidité de l'atmosphère environnant.

On abordera trois méthodes de nettoyage de base : nettoyage à l'eau, par abrasion et chimique. Le nettoyage à l'eau comprend le nettoyage à la vapeur, le trempage et le lavage à la pression. Le seul procédé de nettoyage par abrasion décrit ici est le décapage au jet de sable, procédé qui n'est généralement pas recommandé. Les méthodes de nettoyage chimique font appel à des détersifs acides, à des détersifs alcalins et à des solvants organiques. Les lignes directrices qui suivent permettront de concevoir un programme efficace de nettoyage, comportant des exigences en matière de vérification des travaux et de collecte d'échantillons.

Voir aussi BIA — note technique n° 20[10], dans laquelle on recommande différentes techniques de nettoyage pour éliminer divers types de taches.

Enlèvement des graffitis

Voir *Performance Tests for Graffiti Removers — STP 935* par J.R Clifton et M. Godette.

Ce document passe en revue les résultats des essais menés sur diverses combinaisons de matériaux, supports et décapants.

- Matériaux utilisés pour les graffitis : peintures en aérosol, crayons, rouge à lèvres, marqueurs à pointe de feutre.
- Supports éprouvés : brique en argile rouge, calcaire de l'Indiana, grès de Briar Hill, aluminium.
- Décapants éprouvés : 24 types de nettoyeurs et décapants pour peinture.

On y évalue l'efficacité des divers nettoyeurs et on y présente certaines méthodes objectives pour évaluer le rendement de chaque procédé.

Efflorescence

Gauri et collaborateurs[11] affirment que les techniques courantes de lavage à la vapeur et à l'eau ne sont pas efficaces. L'eau et les sels dissous sont entraînés par capillarité dans les couches profondes de la maçonnerie, et seule une partie des sels est éliminée de la surface. Après un certain temps, les sels superficiels tendent à réapparaître. Ils recommandent donc de remplacer ces méthodes par une technique expérimentale d'aspiration qui, combinée à un lavage, extrait la solution saturée de sel de la brique.

Si la source d'humidité a été éliminée, on peut laisser sur le mur une légère efflorescence, qui sera éliminée par les précipitations. (Il est à noter qu'il est normal que se forme sur la maçonnerie neuve une efflorescence qui disparaîtra avec les précipitations.)

Parmi les autres techniques efficaces, mentionnons le récurage à la main à l'aide d'une brosse dure sèche ou au moyen d'une brosse dure mouillée et d'eau. Une efflorescence importante peut nécessiter des produits de nettoyage spécialisés plus énergiques. Il est essentiel que le mur soit saturé avant et après l'application de la solution[10].

5.2.6 Agrafes à maçonnerie — Résistance, aptitude au service et caractéristiques de construction

Voir aussi les points 3.6 et 4.3.2.5.

On peut suppléer à l'insuffisance des agrafes à maçonnerie en place en posant de nouvelles agrafes en rattrapage ou en agissant sur le comportement du système de mur de manière à réduire la charge qui s'exerce sur chaque agrafe. Voir le point 5.2.13.2, Poteaux de renfort télescopiques.

Agrafes posées en rattrapage — Résistance et aptitude au service

Les agrafes posées en rattrapage doivent être conformes aux exigences de la norme A370-94[12], Section 11.

Les exigences applicables aux agrafes qui sont énoncées dans cette section sont semblables à celles qui régissent les nouvelles constructions, exceptions faites des points ci-après.

- Les connecteurs de rattrapage peuvent avoir une plus forte épaisseur que les connecteurs d'origine (dans la mesure où les exigences structurales sont satisfaites).
- Les connecteurs de rattrapage peuvent présenter un espacement plus important que les connecteurs d'origine (dans la mesure où les exigences structurales sont satisfaites).
- Les différentes parties des connecteurs de rattrapage doivent être faites des mêmes matériaux que les connecteurs d'origine ou de matériaux compatibles, de sorte que l'action chimique et électrochimique de ces éléments puisse être contrôlée.
- Il est recommandé d'utiliser des connecteurs de rattrapage présentant une protection contre la corrosion de niveau III (acier inoxydable ou matériau équivalent) aux endroits où les agrafes à maçonnerie en place ont subi des dommages dus à la corrosion et aux endroits où les agrafes existantes sont fabriquées dans des matériaux de niveau III.
- Il est recommandé de vérifier la teneur en ions chlorure du mortier en place afin de choisir un connecteur fabriqué dans un matériau qui aura la résistance appropriée.

Différentes agrafes de rattrapage pour murs OA/PM offertes dans le commerce ont été éprouvées à l'Université de Waterloo dans le cadre d'un programme de recherche parrainé par la SCHL[13,14,15,17]. Au départ, on avait prévu éprouver 12 systèmes d'agrafes et soumettre à des essais structuraux et à un examen les caractéristiques de construction des 5 systèmes les plus performants. Les 5 systèmes retenus sont illustrés aux figures 5 - 4 à 5 - 8*. Il est à noter que les agrafes de rattrapage sont divisées en deux sous-groupes — celles qui peuvent être posées de l'extérieur et celles qui peuvent être posées de l'intérieur.

* *Les figures 5 - 4 à 5 - 8 sont tirées de Burnett[17].*

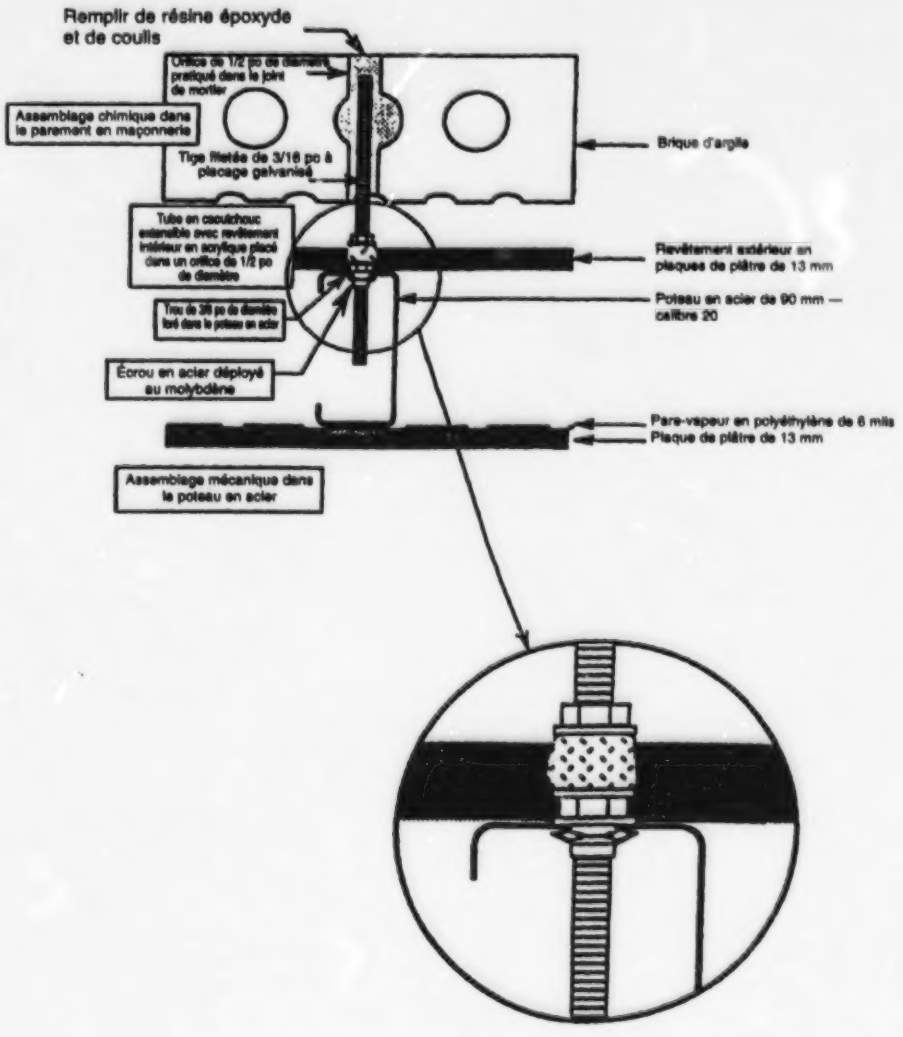


FIGURE 5 - 4
AGRAFE DE RATTRAPAGE DINAL POUR MUR OA/PM — ASSEMBLAGE EXTÉRIEUR

Les résistances des agrafes sont résumées au tableau 5 - 3.

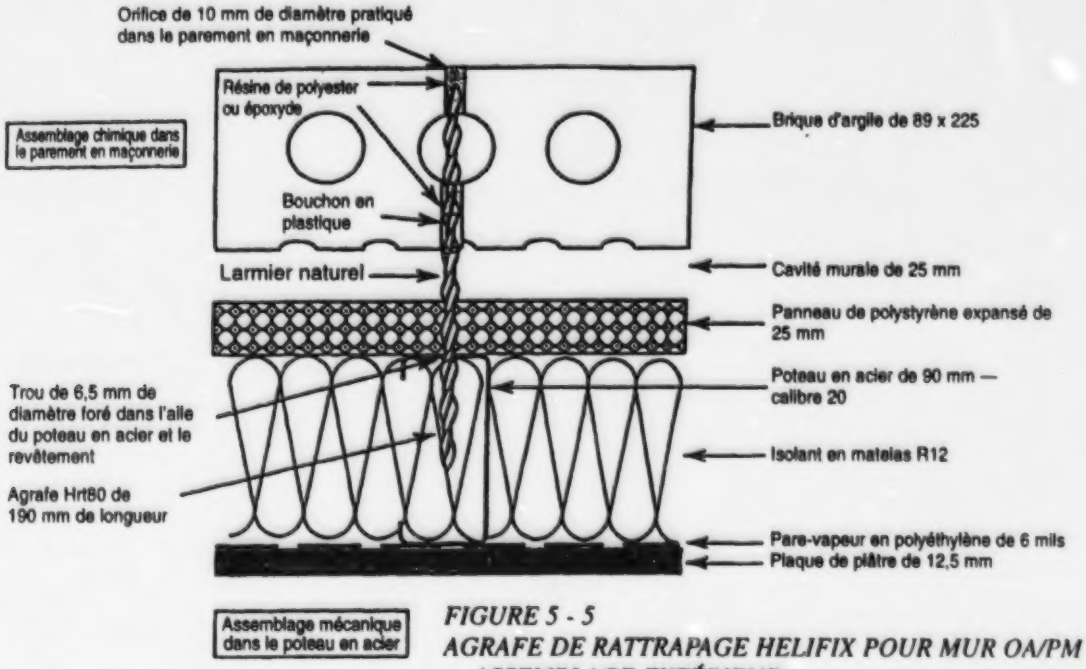


FIGURE 5 - 5
AGRAFE DE RATTRAPAGE HELIFIX POUR MUR OA/PM — ASSEMBLAGE EXTÉRIEUR
(assemblage à sec au poteau en acier — résine de polyester dans le parement en maçonnerie)

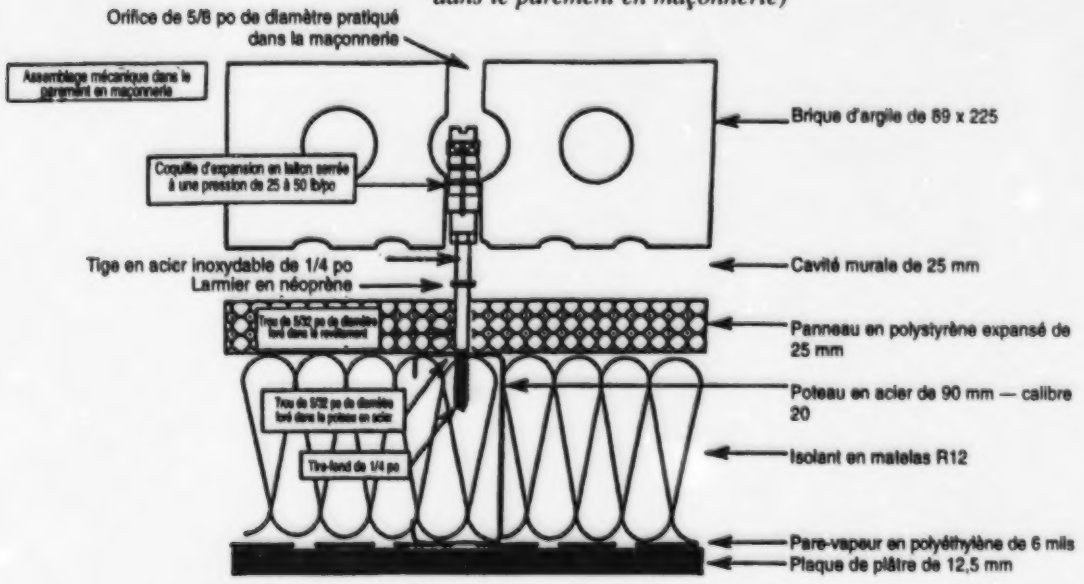


FIGURE 5 - 6
AGRAFE DE RATTRAPAGE DUR-O-WAL POUR MUR OA/PM — ASSEMBLAGE EXTÉRIEUR (tire-fond fixé au poteau en acier — coquille d'expansion fixée dans le parement en maçonnerie)

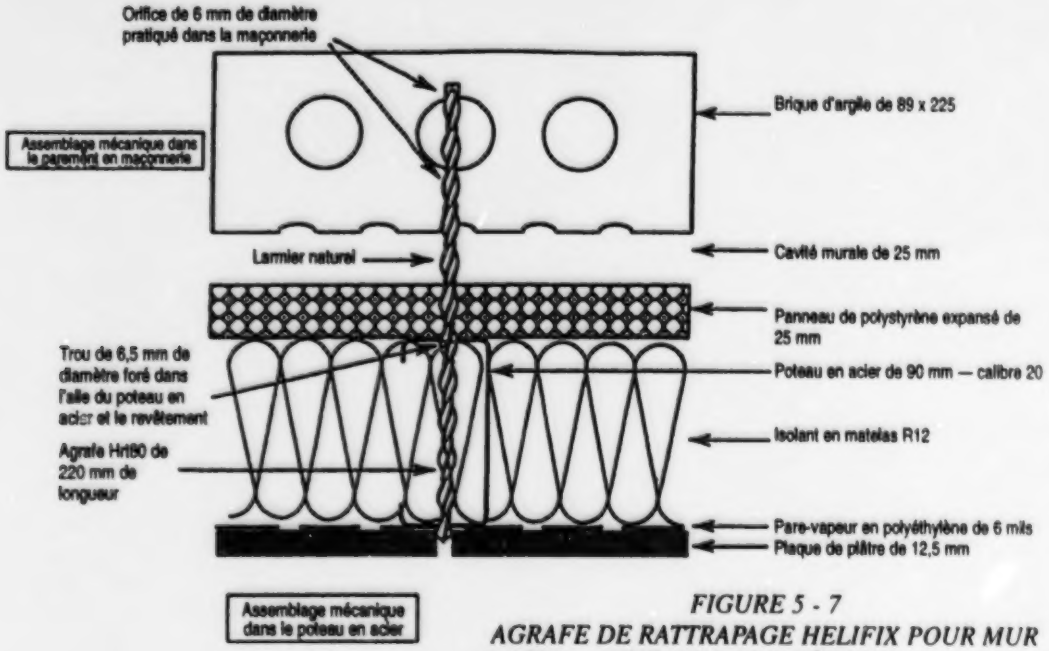


FIGURE 5 - 7
AGRAFE DE RATTRAPAGE HELIFIX POUR MUR OA/PM — ASSEMBLAGE INTÉRIEUR (assemblage à sec au poteau en acier et au parement en maçonnerie)

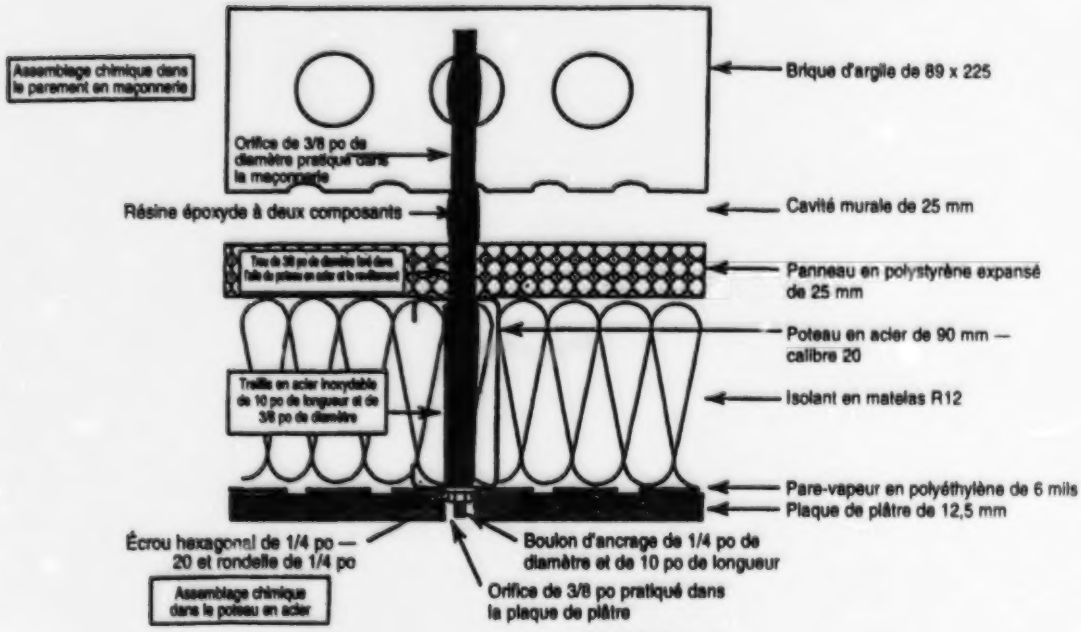


FIGURE 5 - 8
AGRAFE DE RATTRAPAGE DUR-O-WAL POUR MUR OA/PM — ASSEMBLAGE INTÉRIEUR (assemblage à la résine époxyde à deux composants au poteau en acier et au parement en maçonnerie)

Tableau 5 - 3
Résistance des agrafes de rattrapage (tiré de Burnett[17])

Type d'assemblage	Type d'agrafe	Épaisseur du poteau (mm)	Résistance type[1], P_M (kN)	Limite proportionnelle[2], P_F (kN)
extérieur	**Dinal**	*1,52*	—	—
	9,53 mm ϕ trou foré	*1,22*	*2,740*	*1,23*
		0,91	*2,385*	*0,80*
		0,85	*1,535*	*0,42*
	Helifix HRT80	*1,52*	*1,345*	*0,63*
	(6,5 mm ϕ poteau de 1,52 mm)	*1,22*	*1,065*	*0,57*
	(3,2 mm ϕ poteau de 1,22 mm)	*0,91*	*0,730*[3]	*0,20*[4] *(0,46)*
	(2,4 mm ϕ poteau de 0,91/0,85 mm)	*0,85*	*0,520*[3]	*0,24*
	DUR-O-WAL	*1,52*	*3,630*	*2,08*
	3,97 mm ϕ trou foré	*1,22*	*2,155*	*1,22*
		0,91	*1,670*	*1,05*
		0,85[6]	*1,190*	*0,35*[4] *(0,39)*
intérieur	**Helifix HRT80**	*1,52*	*1,390*	*0,40*[4] *(0,77)*
	6,5 mm ϕ trou foré	*1,22*[6]	*1,105*	*0,42*
		0,91[6]	*1,025*	*0,25*
		0,85[5][6]	*0,745*[3]	*0,22*
	DUR-O-WAL	*1,52*	*1,235*[4] *(2,63)*	*0,73*[4] *(1,21)*
	9,53 mm ϕ trou foré	*1,22*	*1,405*	*1,11*
		0,91	*1,245*	*0,62*
		0,85	*1,000*	*0,62*

Notes sur le tableau 5 - 1

(1) *La résistance type est fondée sur la charge moyenne de rupture déterminée par au moins 5 essais et un écart type de 1,5 (comme le prescrit la norme A370-94[12]). La résistance pondérée = ϕP_M, où $\phi = 0{,}60$ pour le mécanisme de rupture observé au cours de ces essais. La résistance pondérée devrait être supérieure ou égale à la charge pondérée.*

(2) *La limite proportionnelle, P_P, est le point auquel la courbe charge-déformation de l'agrafe a cessé d'être linéaire. Bien que cette démarche ne soit pas prescrite par la norme A370-94[12], Burnett[17] recommande de traiter cette charge comme un état-limite de service. Si cette démarche est adoptée, la valeur de P_P doit être supérieure à la charge spécifiée.*

(3) *Ces charges ne répondent pas à l'exigence de la norme A370-94[12], selon laquelle la valeur de P_M ne doit pas être inférieure à 1,0 kN.*

(4) *Valeur apparemment anormale puisque l'écart type (variabilité des résultats) est suffisamment grand pour fausser P_M ou P_P. La valeur moyenne est indiquée entre parenthèses.*

(5) *La norme A370-94[12] exige que les agrafes de rattrapage présentent un jeu mécanique total inférieur ou égal à 1,2 mm. La seule agrafe qui ne répondait pas à ce critère est l'agrafe Helifix pour assemblage extérieur à un poteau de 0,85 mm d'épaisseur.*

(6) *La norme A370-94[12] exige que la somme du déplacement et du jeu des agrafes ne soit pas supérieure à 2,0 mm lors d'un essai sous une charge de compression ou un effort de traction de 0,45 kN. Les agrafes suivantes ne répondaient pas à ce critère :*
- *Agrafes Helifix pour assemblage extérieur et intérieur à des poteauxde 1,22 mm d'épaisseur et moins.*
- *Agrafes DUR-O-WAL pour assemblage extérieur à des poteaux de 0,85 mm d'épaisseur et moins.*

(7) *Consulter les rapports originaux pour plus de détails sur les essais structuraux[14,16,17].*

Voici d'autres observations sur la résistance et l'aptitude au service de ces agrafes.

- Le rendement des agrafes Helifix pour ce qui est du jeu mécanique et de la rigidité n'est pas suffisant pour des poteaux de 1,22 mm d'épaisseur et moins, ce qui signifie essentiellement que ces agrafes sont inadéquates pour la totalité des travaux exécutés en rattrapage. Ces agrafes peuvent donner un rendement acceptable sur des poteaux de faible épaisseur mais uniquement si elles sont modifiées pour s'adapter au poteau.
- L'agrafe DUR-O-WAL pour assemblage extérieur a donné un bon rendement dans les essais de résistance, mais l'utilisateur doit savoir que le boulon d'ancrage de 1/4 po est un détail d'assemblage sensible à la corrosion. Ce boulon joue essentiellement le rôle d'une vis pour tôle travaillant en arrachement. Voir le point 3.6.2 pour un exposé plus détaillé.
- L'agrafe DUR-O-WAL pour assemblage intérieur a subi une rupture qu'on peut qualifier de fragile et peut ne pas constituer le meilleur choix si la résistance sismique est un facteur.
- La résistance au feu des agrafes fixées au moyen de résine époxyde ou de polyester doit être confirmée avant que ces éléments ne soient utilisés dans des assemblages résistants au feu.
- Ces agrafes peuvent aussi agir comme contreventements et empêcher la torsion des poteaux. Voir le point 5.2.14, Contreventement.

- Bien que ce point ne soit pas abordé dans les rapports de recherche, certaines de ces agrafes peuvent aussi transmettre les contraintes de cisaillement dans le plan vertical et engendrer une certaine action composite (fléchissement autour d'un axe commun neutre) entre le mur de fond à ossature en acier et le parement en maçonnerie.

Agrafes de rattrapage — Caractéristiques de construction

On a également passé en revue les caractéristiques de construction de ces 5 agrafes de rattrapage (figures 5 - 4 à 5 - 8) à l'Université de Waterloo[15].

On a analysé le potentiel de formation de ponts thermiques et de pertes de chaleur à l'aide de la méthode d'évaluation par zone de l'ASHRAE. Comme l'ont indiqué les chercheurs, la méthode analytique demeure une méthode approximative qui permet d'étudier les effets relatifs et non les effets absolus. Voici quelques-uns des résultats obtenus.

- Les problèmes de ponts thermiques attribuables aux agrafes posées en rattrapage (points froids sur le mur intérieur) peuvent être atténués par la mise en place d'un isolant extérieur.
- Les agrafes posées en rattrapage augmentent les pertes de chaleur, mais non de façon importante.

L'étude expérimentale des fuites d'air a donné les résultats ci-après.

- Si le revêtement intérieur fait office de pare-air, une modification extérieure n'augmentera pas les fuites d'air à travers le mur mais réduira l'étanchéité à l'air en aval du pare-air et pourra accélérer l'assèchement du mur.
- Si le revêtement intérieur fait office de pare-air et si une modification intérieure est exécutée, il faudra réétanchéiser soigneusement le pare-air à l'emplacement de l'agrafe.
- Si le revêtement extérieur fait office de pare-air, une modification extérieure ou intérieure pourra réduire l'étanchéité à l'air du mur. Les agrafes les moins susceptibles de provoquer des fuites d'air sont l'agrafe DUR-O-WAL pour assemblage extérieur, l'agrafe DUR-O-WAL pour assemblage intérieur et l'agrafe Dinal pour assemblage extérieur.
- Les agrafes Helifix pour assemblage intérieur et pour assemblage extérieur ont sur les fuites d'air un effet plus marqué d'un ordre de grandeur que les autres agrafes.

L'étude du potentiel de transport d'humidité vers le mur de fond a donné les résultats ci-après.

- Les agrafes (en particulier les agrafes Helifix) posées en rattrapage devraient être légèrement inclinées vers l'extérieur.
- Dans le cas des agrafes DUR-O-WAL pour assemblage intérieur, il faut s'assurer que la résine époxyde colmate l'orifice pratiqué dans le revêtement extérieur.
- On peut améliorer le rendement des agrafes Dinal en ajoutant un larmier en néoprène sur la tige de l'agrafe.

L'étude des problèmes de corrosion a donné les résultats ci-après (*observations ajoutées en italique*).

- Seules les agrafes en acier inoxydable conviennent aux travaux de réfection *(la norme A370-94[12] autorise l'emploi d'agrafes galvanisées à chaud dans certains cas).*
- Les agrafes pour assemblage intérieur sont moins susceptibles de subir une rupture due à la corrosion. Si l'assemblage à une aile se corrode et cède, l'assemblage à l'autre aile peut encore fournir la résistance nécessaire.
- Les agrafes DUR-O-WAL pour assemblage extérieur peuvent être plus vulnérables que les autres agrafes à la corrosion parce qu'elles sont faites de matériaux composites.
- Les agrafes Dinal pour assemblage extérieur éprouvées sont faites d'acier au carbone et comportent un revêtement galvanisé (électrozingué) qui ne répond pas aux exigences de résistance à la corrosion de niveau III (ou de niveau II) de la norme A370-94[12]. Apparemment, les éléments de ces agrafes sont également offerts en acier inoxydable.

Agrafes de rattrapage — Pose

On a mené des essais sur le terrain sur toutes les agrafes, sauf les agrafes Dinal pour assemblage extérieur. Les résultats de ces essais sont présentés dans une étude exploratoire préliminaire[13], qui renferme des détails sur la pose et l'évaluation des agrafes.

Dans toutes les méthodes de pose, la localisation précise des poteaux est un aspect fondamental. L'expérience acquise au cours des essais sur le terrain a permis de dégager diverses pratiques exemplaires.

Pour localiser les poteaux lorsqu'on travaille de l'intérieur :

- définir comme emplacements probables les zones adjacentes aux portes et aux fenêtres;
- utiliser les dessins, si ceux-ci sont disponibles, pour déterminer les emplacements probables;
- utiliser un détecteur de métal (localisateur de poteaux);
- confirmer l'emplacement et l'orientation des poteaux en sondant la plaque de plâtre intérieure à l'aide d'un clou et d'un marteau.

Pour localiser les poteaux lorsqu'on travaille de l'extérieur :

- définir comme emplacements probables les zones adjacentes aux portes et aux fenêtres;
- utiliser les dessins, si ceux-ci sont disponibles, pour déterminer les emplacements probables;
- en travaillant de l'intérieur, déterminer l'emplacement des poteaux à l'aide d'un détecteur de métal (localisateur de poteaux) et reporter ces emplacements à l'extérieur;
- découper à la scie un joint de mortier horizontal et effectuer un sondage à l'aide d'une tige fine pour localiser les poteaux et en déterminer l'orientation.

Veuillez noter que le détecteur de métal n'a pas permis de localiser les poteaux de l'extérieur.

5.2.7 **Solins**

Voir aussi le point 3.7.

Pour réparer les solins situés sous les cornières d'appui, il faut pratiquer dans le parement en maçonnerie des ouvertures semblables à celles qui sont représentées à la figure 5 - 1.

Dans la mesure du possible, il faut poser les solins derrière le papier de construction ou le revêtement extérieur de la manière indiquée à la figure 3 - 15. On peut également réaliser le détail illustré à la figure 5 - 9. Voir aussi Drysdale et Suter[2] et BIA — note technique n° 7[24] pour de plus amples renseignements sur le détail des solins.

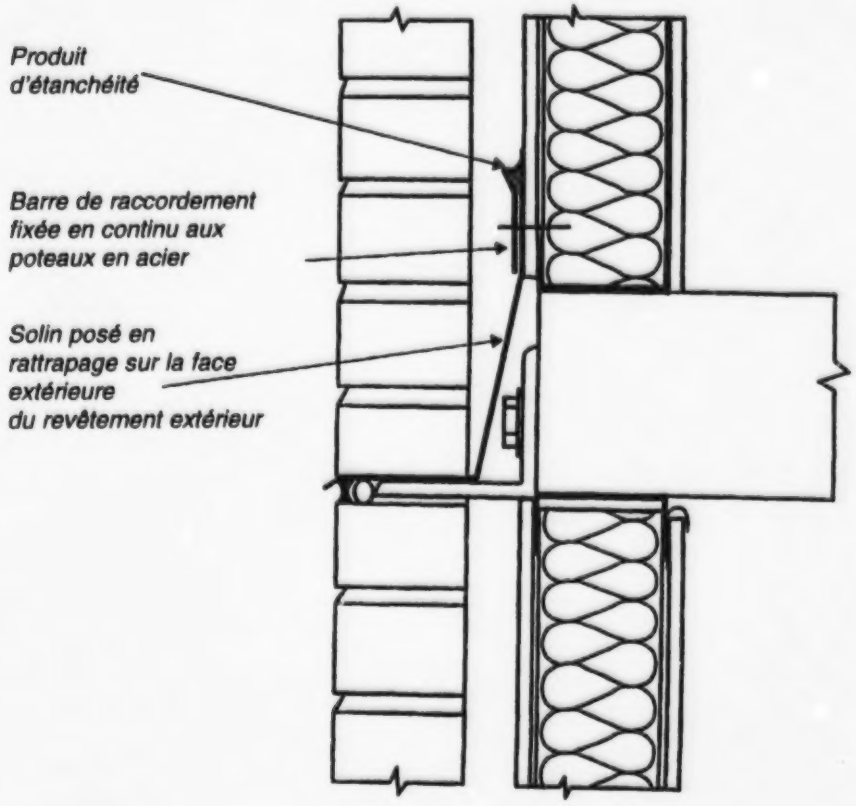


FIGURE 5 - 9
DÉTAIL D'UN SOLIN POSÉ EN RATTRAPAGE

5.2.8 Lame d'air

Voir aussi le point 3.8.

Lorsque l'épaisseur de la lame d'air est importante et que la résistance des agrafes à maçonnerie est compromise, on peut poser des agrafes en rattrapage. Voir le point 5.2.6.

Lorsque l'épaisseur des lames d'air est trop faible ou réduite par des ponts de mortier, la quantité d'eau qui atteint le mur de fond est généralement excessive et il faut entreprendre des réparations. Voici quelques-unes des stratégies que l'on peut mettre en place pour réduire la pénétration d'humidité extérieure dans le système de mur :

- refaire le calfeutrage;
- installer des déflecteurs dans les évents pour prévenir la pénétration de la pluie poussée par le vent;
- colmater les fuites autour des fenêtres;
- appliquer un produit d'étanchéité localement ou sur l'ensemble du parement en maçonnerie, selon les besoins. Voir le point 5.2.5.9;
- si la pénétration d'humidité est généralisée, recouvrir la face extérieure du parement d'un bardage à l'épreuve des intempéries (métallique, EIFS, etc.);
- si la pénétration de l'humidité est localisée, retirer les briques selon les besoins, nettoyer la cavité murale et replacer les briques.

5.2.9 Isolant extérieur et revêtement extérieur

Voir aussi les points 3.9 et 4.3.2.6.

Il est difficile de réparer l'isolant extérieur en rattrapage. Burnett et Wegner[15] ont passé en revue les documents publiés sur l'isolation en rattrapage des cavités murales à l'aide de matériaux isolants en mousse (uréthane et urée formaldéhyde). Ils ont conclu que ce procédé ne convenait pas aux murs OA/PM où ces matériaux posent des problèmes d'humidité. Au cours d'essais menés sur des murs formés d'un parement en maçonnerie et d'un mur de fond en blocs de béton, on a constaté que les isolants en mousse réduisaient le taux de fuite dans la cavité mais augmentaient la quantité d'eau qui traverse la cavité pour atteindre le mur de fond. Ce procédé peut être efficace si la quantité d'eau extérieure qui pénètre dans le système de mur est minime. Voir le point 5.2.8 pour connaître les stratégies recommandées pour réduire la pénétration de l'eau de pluie. Il est aussi difficile de réparer un isolant extérieur qui n'est pas ajusté serré au mur de fond. Pour corriger ces défauts d'isolation, la solution la plus économique consiste à mettre en place un nouveau système de mur isolé sur la face extérieure du parement existant.

Lorsqu'un revêtement extérieur laisse filtrer l'eau dans l'espace entre poteaux, il faut nécessairement réduire la quantité d'eau extérieure qui pénètre dans le système de mur. Voir le point 5.2.8.

Il est difficile de réparer les revêtements extérieurs qui font office de pare-air. La solution la plus expéditive consisterait à faire jouer à la plaque de plâtre intérieure le rôle tenu jusque là par le revêtement extérieur. Voir le point 5.2.10. Il est à noter que le double système d'étanchéité qui en résulterait pourrait ralentir l'assèchement de l'isolant situé dans les espaces entre poteaux. Pour favoriser la circulation d'air, il peut être souhaitable de pratiquer des orifices dans le pare-air extérieur quoique ce procédé risque d'augmenter la pénétration d'eau extérieure.

5.2.10 Systèmes d'étanchéité à l'air

Voir aussi les points 3.10 et 4.3.2.7.

Comme on ne peut accéder aux pare-air extérieurs que si l'on enlève le parement en maçonnerie, il est difficile de réparer ces systèmes. Voir le point 5.2.9, Isolant extérieur et revêtement extérieur, pour un exposé plus détaillé. Certaines fuites dans les pare-air extérieurs, comme celles que l'on observe dans l'espace de calage d'une fenêtre, peuvent être colmatées en rattrapage à l'aide d'un produit en mousse appliqué de l'intérieur. Voir la figure 5 - 10.

On peut réparer les plaques de plâtre intérieures qui servent de pare-air en colmatant les fuites décelées.

Selon Wilson et Drysdale[18], il est probable que des fuites soient observées à la jonction des plaques de plâtre et de la dalle de plancher ou des murs de contreventement. Il faut calfeutrer la plaque de plâtre à la jonction du plancher ou du mur en béton pour assurer la continuité du pare-air. Les matériaux de calfeutrage utilisés dans les travaux intérieurs doivent non seulement répondre aux exigences de rendement mais aussi pouvoir être peints et être inodores.

L'interruption du pare-air à l'emplacement des fenêtres est une autre faiblesse fréquemment observée. Voir la figure 5 - 10.

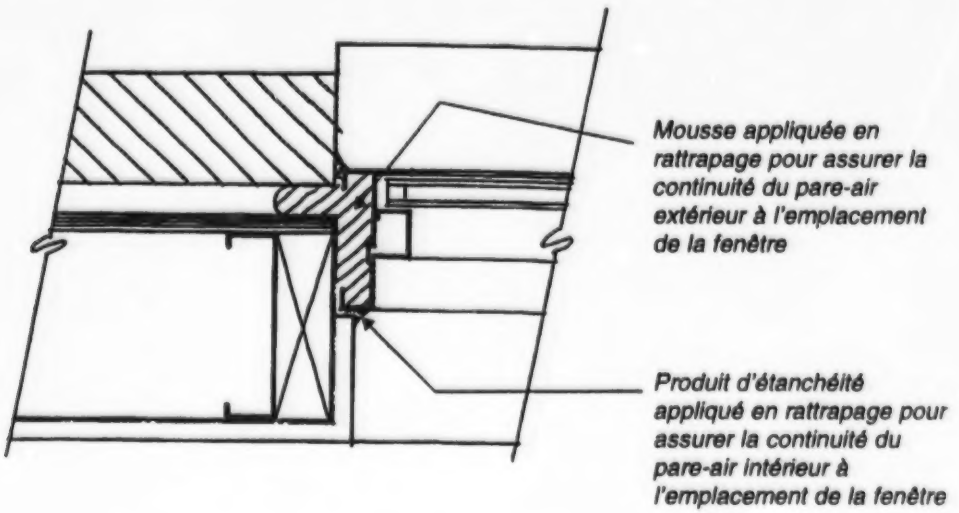


FIGURE 5 - 10
DÉTAILS DE TRAVAUX EXÉCUTÉS EN RATTRAPAGE POUR ASSURER LA CONTINUITÉ DES PARE-AIR INTÉRIEUR ET EXTÉRIEUR À L'EMPLACEMENT DES FENÊTRES

On construit souvent les plaques de plâtre d'intersection sans se soucier de maintenir l'étanchéité à l'air assurée par la plaque. La figure 5 - 11 montre une stratégie possible de correction.

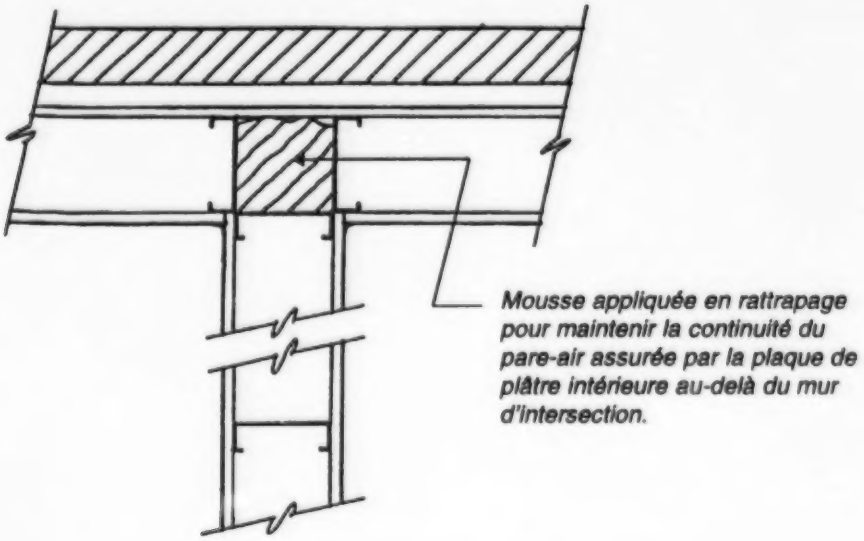


FIGURE 5 - 11
DÉTAILS DES TRAVAUX EXÉCUTÉS EN RATTRAPAGE POUR MAINTENIR LA CONTINUITÉ DU PARE-AIR ASSURÉE PAR LA PLAQUE DE PLÂTRE INTÉRIEURE AU-DELÀ DU MUR D'INTERSECTION

La présence de prises non étanches dans les boîtiers de sortie électrique installés sur les murs extérieurs peut augmenter de beaucoup les fuites d'air. Les mesures correctives adoptées dépendent du degré d'étanchéité à l'air que l'on désire obtenir. La pose de joints d'étanchéité en mousse et de bouchons de prise en plastique (à l'épreuve des enfants) peut réduire considérablement les fuites d'air par les prises sans toutefois les éliminer. Certains experts ont observé que la mise en place de matériaux en mousse autour du boîtier de sortie était efficace. Le colmatage des orifices du boîtier et des espaces entre le boîtier et la plaque de plâtre donne également des résultats satisfaisants. Lorsqu'on applique des produits d'étanchéité ou de la mousse autour des boîtiers de sortie électrique, il faut employer une méthode qui soit conforme aux exigences des codes d'électricité.

Des fuites peuvent se produire à d'autres endroits difficiles d'accès (derrière les plinthes chauffantes, par exemple).

Il faut souligner qu'une plaque de plâtre intérieure plus étanche à l'air sera soumise à des charges éoliennes accrues et qu'il faut en vérifier la résistance à la flexion et les fixations en regard des exigences de résistance du chapitre 4.

Pour de plus amples renseignements sur les pare-air en général, voir la liste de renvois du chapitre 3 (point 3.10.1).

5.2.11 Isolation de l'espace entre poteaux

Voir aussi le point 3.11.

Certains isolants ne sont pas adéquats parce qu'ils ne remplissent pas toute la hauteur (affaissement) ou toute la largeur (dimensions insuffisantes) de l'espace entre poteaux. Si les pertes de chaleurs sont importantes, il faut ajouter de l'isolant après avoir enlevé la plaque de plâtre intérieure.

De même, pour réduire les pertes totales de chaleur, il faut poser de l'isolant dans les espaces entre poteaux non isolés. Il est à noter que l'ajout d'isolant peut créer d'autres problèmes liés aux caractéristiques de construction du bâtiment, car le point de rosée sera alors déplacé vers l'intérieur. Voir le chapitre 3, point 3.1.5.2, Interaction entre l'écoulement d'air et de vapeur et le rendement thermique.

5.2.12 Revêtement intérieur

Voir aussi le point 3.12.

Voir le point 5.2.10, pare-air.

5.2.13 Poteaux en acier types

Voir aussi les points 3.13 et 4.3.2.9.

On peut renforcer les poteaux en acier de diverses façons, selon le type de surcharges que l'on désire éliminer.

5.2.13.1 *Rigidité ou résistance à la flexion insuffisante — Poteaux de renfort*

Les poteaux qui présentent une résistance insuffisante à la flexion nécessitent généralement un renforcement important.

Une méthode consiste à ajouter des poteaux de renfort dont l'action est alors combinée à celle des poteaux existants. On installe ces poteaux dos à dos, de la manière indiquée à la figure 5 - 12, après avoir retiré la plaque de plâtre intérieure, l'isolant entre poteaux et le contreventement. L'espacement et les charges pondérées que peuvent supporter les vis pour tôle utilisées pour l'assemblage doivent être déterminés conformément aux exigences de la norme S136-94[19]. Voir aussi ICTAB[20], annexe A, pour connaître les résistances pondérées des vis pour tôle. Il est à noter que deux poteaux assemblés dos à dos sont beaucoup plus stables que des poteaux simples parce qu'ils affichent une instabilité latérale moins marquée et qu'ils n'ont pas à résister à des efforts de torsion. Voir la norme

S136-94[19] pour des indications sur les exigences de contreventement de ces éléments jumelés.

Ce type de renfort augmente par ailleurs la résistance du poteau au flambage d'âme. La résistance au flambage d'âme des poteaux assemblés dos à dos est plus de deux fois supérieure à celle de poteaux simples — voir la norme S136-94[19].

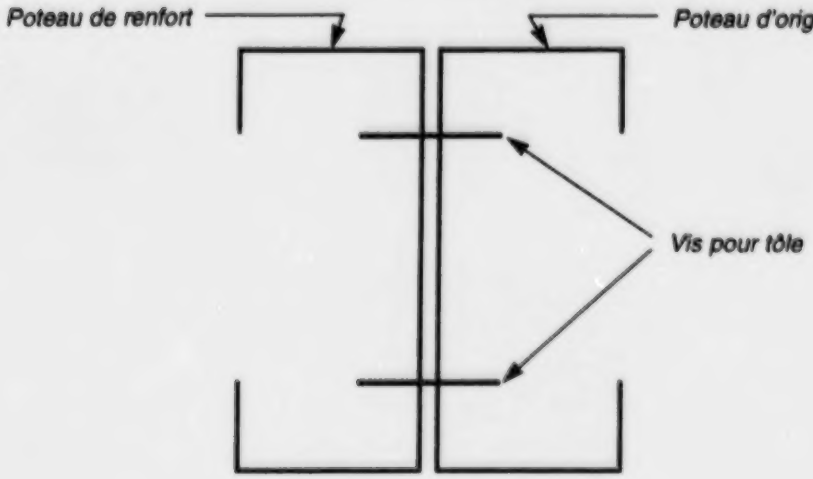


FIGURE 5 - 12
RENFORCEMENT DES POTEAUX PAR JUMELAGE DOS À DOS

Une autre méthode consiste à renforcer chaque poteau à l'aide d'une section de profilé de la manière indiquée à la figure 3 - 20b. Ce type de renfort n'augmente toutefois que la rigidité et la résistance à la flexion. Le profilé de renfort ne se prolonge pas jusqu'à la sablière et à la lisse basse pour fournir une résistance supplémentaire au flambage d'âme. Lorsqu'il y a un risque de flambage d'âme, on peut ajouter une cornière de renfort de la manière indiquée à la figure 3 - 20b ou à la figure 5 - 18, où la cornière est fixée aux poteaux et au béton. Les exigences de contreventement de ce type de renfort sont par ailleurs moins rigoureuses que dans le cas des poteaux simples. Il est toutefois difficile d'analyser le comportement en torsion de cet élément jumelé puisque celui-ci peut ou non se comporter comme un véritable profilé fermé, selon le degré d'interconnexion.

5.2.13.2 *Rigidité ou résistance à la flexion insuffisante — Poteaux de renfort télescopiques*

Keller* et Trestain[21] ont présenté une méthode de renforcement en rattrapage, dans laquelle le soutien du parement en maçonnerie n'est pas assuré par le mur de fond à ossature en acier.

Cette réparation a été menée à bien dans deux tours d'habitation comportant des murs OA/PM, où les poteaux en acier (poteaux types et montants) étaient exposés à des efforts excessifs de moment, de cisaillement, de flambage d'âme et de fléchissement-cisaillement.

On a installé dans les deux bâtiments des poteaux de renfort formés de paires télescopiques de profilés de charpente creux (figures 5 - 13 et 5 - 14) à des intervalles variant entre 1,2 et 2,5 m. Les poteaux ont été fixés aux dalles de béton sus-jacente et sous-jacente à l'aide de coquilles d'expansion et au parement en maçonnerie, au moyen de boulons en acier inoxydable noyés dans des manchons d'ancrage remplis de résine époxyde.

On a traité la maçonnerie comme un élément porteur supportant la totalité des charges éoliennes et dont la portée était délimitée par deux poteaux en acier ou par les poteaux en acier et les colonnes en béton existantes. La maçonnerie a été fixée aux colonnes en béton à l'aide d'agrafes de rattrapage Helifix pour assemblage extérieur. La figure 5 - 15 montre la disposition des poteaux en acier et des colonnes en béton dans une portion type du mur. Il faut souligner qu'en faisant appel aux colonnes en béton, on a pu réduire le nombre de poteaux en acier utilisés.

On a mis en place les poteaux en acier après avoir enlevé la plaque de plâtre du plafond au plancher entre deux poteaux. Grâce à leur capacité de télescopage, les poteaux ont pu être installés au-dessus de certains obstacles, par exemple des plinthes chauffantes, ou dans la lisse basse. On a allongé et fixé les poteaux aux dalles de béton aux deux extrémités. Des connecteurs à maçonnerie ont été posés, et des cales ont été insérées dans l'espace étroit qui séparait les profilés intérieur et extérieur à la base. Voir la figure 5 - 13 pour connaître l'emplacement des cales. Il a fallu utiliser des cales pour éliminer le jeu mécanique entre les poteaux télescopiques**. On a enfin remplacé l'isolant dans les espaces entre poteaux et la plaque de plâtre intérieure. Les travaux ont duré cinq jours en moyenne.

---

* *Heinz Keller, de Keller Engineering and Associates Inc., firme d'ingénieurs-conseils d'Ottawa, a entièrement créé le concept de renforcement à l'aide de poteaux télescopiques; il a assuré la mise au point, la conception et la mise en œuvre du procédé.*

** *En l'absence de lignes directrices sur le jeu mécanique acceptable, on a adopté les exigences de la norme S304.1[22] applicable aux agrafes à maçonnerie. Pour les murs de fond porteurs, la norme S304.1 exige que les fléchissements dus à la moitié du jeu mécanique total combinés aux déformations produites par une charge de compression ou un effort de tension de 0,45 kN soient inférieurs à 1,0 mm. Une analyse des détails de télescopage des poteaux a révélé que la présence de cales ramènerait le jeu mécanique à une plage acceptable de 0,1 à 0,5 mm.*

On a confirmé la résistance au fléchissement horizontal du parement en maçonnerie en prélevant un certain nombre d'échantillons dans la brique et en les soumettant à des essais de la manière indiquée à la figure 5 - 16.

Selon cette méthode, le parement en maçonnerie peut supporter la totalité des charges éoliennes, mais la cavité murale comporte des ouvertures sur l'extérieur et la plaque de plâtre intérieure qui fait office de pare-air continue de supporter une bonne partie de la surcharge due au vent. Cette plaque de plâtre transmet la charge aux poteaux d'origine qui la transmettent à leur tour au parement en maçonnerie par le truchement des agrafes d'origine. Par conséquent, même après la mise en place des poteaux de renfort, les poteaux et les agrafes doivent encore offrir une certaine résistance structurale, quoique la charge exercée sur les agrafes soit moins importante et que la portée des poteaux soit réduite.

Lorsque le mur de fond à ossature en acier est l'élément porteur (avant la mise en place des poteaux de renfort), chaque agrafe à maçonnerie présente une surface tributaire de 0,4 x (espacement des poteaux) x (hauteur des poteaux), comme l'exige la norme S304.1[22]. Lorsque le parement en maçonnerie est l'élément porteur (après la mise en place des poteaux de renfort), la surface tributaire de chaque agrafe à maçonnerie est plus faible et correspond au produit de l'espacement horizontal et de l'espacement vertical des agrafes. Cette surface tributaire réduite est appropriée si l'on considère que les poteaux sont moins rigides que la maçonnerie. De même, lorsque le parement en maçonnerie est l'élément porteur, la portée des poteaux d'origine est définie par l'espacement des agrafes et non par la distance entre dalles.

Dans la méthode de renforcement par des poteaux télescopiques, il faut accorder une attention particulière aux baies de fenêtre. Les fenêtres sont généralement fixées au mur de fond à ossature en acier, de sorte que les charges éoliennes qui s'exercent dans la zone des fenêtres sont transmises au parement en maçonnerie porteur par l'intermédiaire des poteaux d'origine et des agrafes adjacents aux baies de fenêtres. Si les agrafes d'origine n'ont pas la résistance ou la rigidité voulue, il peut être nécessaire de poser des agrafes en rattrapage. Voir le point 5.2.6. Par ailleurs, les contraintes de flexion horizontale qui s'exercent dans le parement peuvent être plus élevées autour des baies de fenêtre, selon que la fenêtre transmet les charges éoliennes dans le plan horizontal ou vertical.*

* *Le comportement structural des baies de fenêtre peut être modélisé avec précision à l'aide du programme d'analyse par éléments finis des murs OA/PM. Voir le point 4.2.4.*

Il est à noter que la configuration des poteaux intérieur et extérieur indiquée à la figure 5 - 13 compromettra dans une certaine mesure la capacité de l'ensemble à supporter les fléchissements relatifs des dalles sus-jacente et sous-jacente. Le poteau extérieur suit le mouvement du parement en maçonnerie et de la dalle sous-jacente. Le poteau extérieur suit le mouvement de la dalle sus-jacente de sorte que les fléchissements de la dalle entraîneront une déformation par cisaillement de toutes les agrafes.** Il a fallu adopter cette configuration pour être en mesure de placer une agrafe près du sommet de la maçonnerie tout en maintenant un dégagement vertical suffisant à l'emplacement de la plinthe chauffante laissée en place. En inversant le poteau de renfort, celui-ci supporte plus efficacement les fléchissements de la dalle puisqu'il peut se rétracter sans exercer de contrainte de cisaillement sur les agrafes. Cependant, dans cette configuration inversée, il peut être difficile de placer une agrafe à proximité du sommet tout en conservant l'ajustement de longueur nécessaire dans le poteau.

** *Les déformations en cisaillement réduiront la résistance des agrafes surtout parce qu'elles produisent des moments fléchissants.*

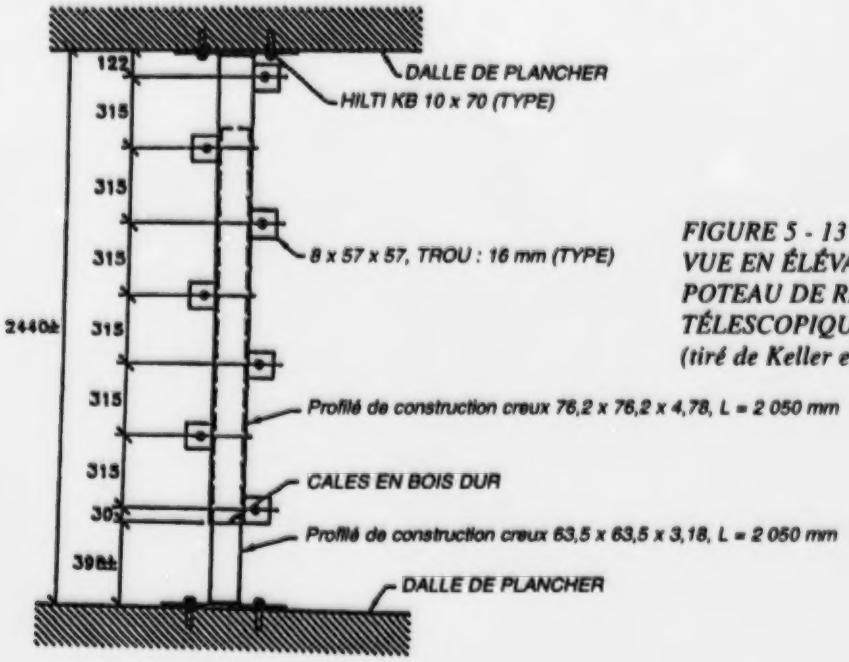


FIGURE 5 - 13
VUE EN ÉLÉVATION D'UN POTEAU DE RENFORT TÉLESCOPIQUE
(tiré de Keller et Trestain)

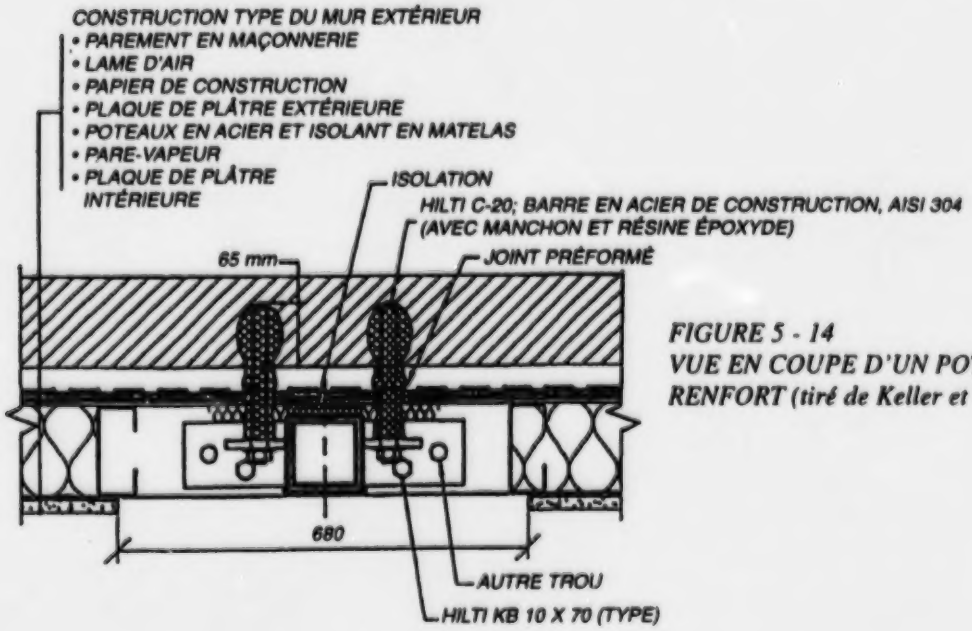


FIGURE 5 - 14
VUE EN COUPE D'UN POTEAU DE RENFORT (tiré de Keller et Trestain)

NOTES :
I — indique les poteaux de renfort devant être installés de l'intérieur
E — indique les ancrages à maçonnerie devant être installés de l'extérieur dans les colonnes en béton existantes

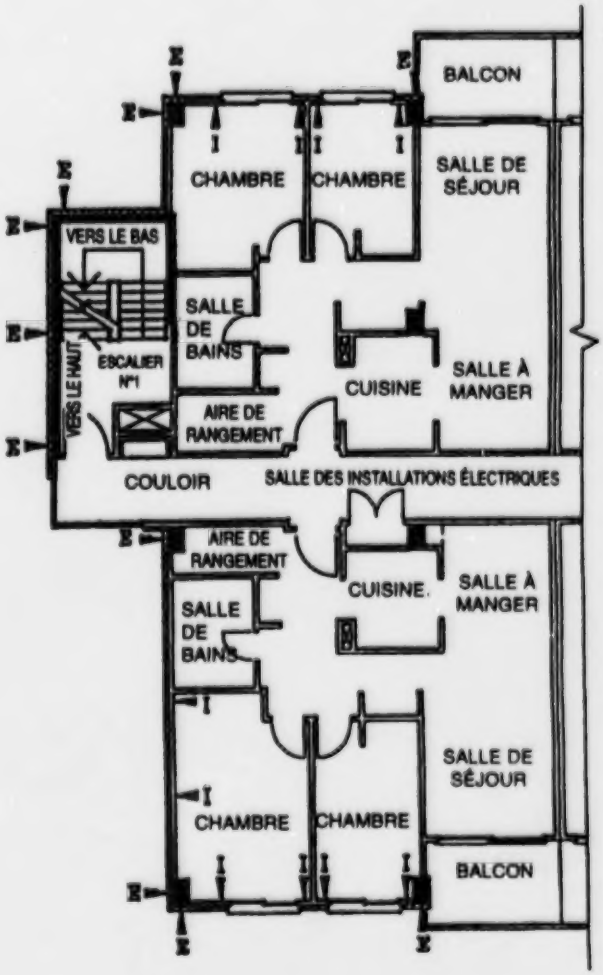


FIGURE 5 - 15
CONFIGURATION TYPE D'UN SYSTÈME D'APPUI LATÉRIAL DU PAREMENT EN MAÇONNERIE
(tiré de Keller et Trestain)

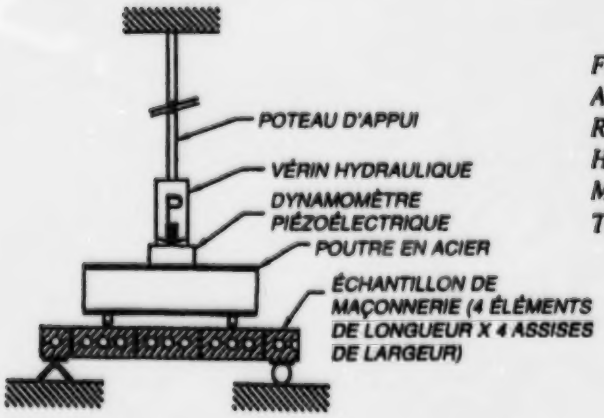


FIGURE 5 - 16
APPAREIL DE MESURE DE LA RÉSISTANCE À LA FLEXION HORIZONTALE D'UN PRISME DE MAÇONNERIE (tiré de Keller et Trestien)

5.2.13.3 *Résistance insuffisante au flambage d'âme*

Voir la figure 5 - 18, qui montre un détail de renfort d'un poteau dont l'extrémité présente une résistance insuffisante au flambage d'âme. Grâce à ce détail, les contraintes de cisaillement qui s'exercent sur l'âme sont transmises directement au béton par la cornière, et le poteau ne s'appuie plus sur l'aile verticale de la lisse. Il n'y a donc plus de risque de flambage d'âme. Il est à noter que cette correction peut aussi être effectuée lorsque la lisse est inadéquate. Voir le point 5.2.15.

Voir la figure 3 - 20b, qui présente une autre méthode, selon laquelle la cornière de renfort est fixée à l'aile du poteau mais non au béton. Dans ce cas, la cornière se comporte comme un raidisseur pour augmenter la résistance du poteau au flambage d'âme. La lisse doit avoir la résistance nécessaire pour supporter les réactions du poteau. Voir le point 4.3.2.12, où l'on présente une méthode pour vérifier la résistance de la lisse. Voir la norme S136-94[19] pour le calcul des raidisseurs d'appui.

5.2.13.4 *Vis pour tôle manquantes — Détail de l'assemblage poteau-lisse*

Lorsque des vis pour tôle manquent dans un assemblage poteau-lisse, on peut en ajouter de l'intérieur ou de l'extérieur, après avoir enlevé le bardage ou le revêtement. Les vis pour tôle sont généralement posées de manière qu'elles traversent la lisse pour pénétrer dans le poteau (voir la figure 3 - 18) mais elles peuvent aussi être posées dans l'autre sens (traversant le poteau puis la lisse) et donner le même rendement. Dans ce dernier cas, il faut toutefois utiliser des vis courtes pour ne pas endommager les revêtements ou les pare-air.

5.2.14 Contreventement

Voir aussi les points 3.14 et 4.3.2.11.

On peut effectuer différentes réparations aux contreventements, selon la nature de la défaillance.

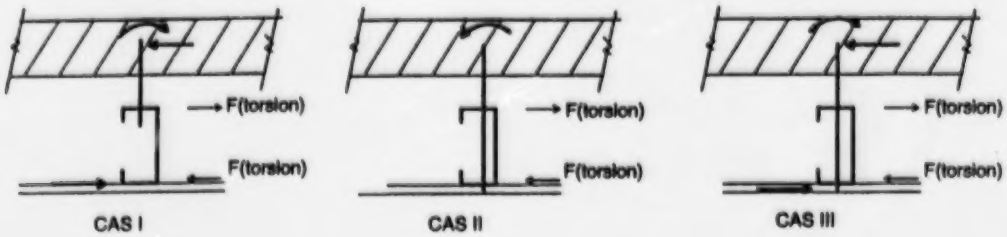
Il est possible de ne pas tenir compte du contreventement en acier et de mobiliser la résistance des revêtements intérieur et extérieur, qui agissent alors comme diaphragmes. Ce procédé a ses limites toutefois, en particulier si les revêtements sont constitués de plaques de plâtre. Voir le point 3.14.2.1 pour un exposé plus détaillé. Il faut également souligner que les revêtements intérieur et extérieur peuvent être déjà soumis à des contraintes importantes en tant que pare-air.

Dans un contreventement traversant un évidement, on peut généralement corriger l'assemblage inadéquat du profilé au poteau en ajoutant des cornières de fixation ou des vis, selon le cas. Voir la figure 3 - 17. Cette réparation nécessite l'enlèvement de la plaque de plâtre intérieure.

Il n'est pas nécessaire d'ancrer à l'ossature primaire à intervalles réguliers un contreventement traversant un évidement si les autres aspects du contreventement sont satisfaisants. Ce type de contreventement prévient la rotation des poteaux, et il suffit d'une force supplémentaire minime pour empêcher la translation des poteaux autour de l'axe de moindre résistance. On peut raisonnablement supposer que le revêtement intérieur peut fournir cette force de retenue supplémentaire. Cette logique ne s'applique toutefois pas à un contreventement frontal en feuillard d'acier (figure 3 - 16), où les forces d'ancrage sont beaucoup plus importantes et peuvent être supérieures à la résistance des parements.

Voir aussi le point 5.2.13.1 pour des méthodes de renforcement qui peuvent remplacer les contreventements.

La façon la plus expéditive de réparer un contreventement consiste peut-être à poser des agrafes en rattrapage (figures 5 - 4 à 5 - 8). Dans une certaine mesure, ces agrafes peuvent agir comme contreventements. La force de retenue exercée sera fonction du type d'agrafe (pour assemblage extérieur ou intérieur) et du degré de mobilisation de la résistance de la plaque de plâtre qui fait office de diaphragme. Voir la figure 5 - 17 et l'exposé qui suit.



NOTES :

1. *F(torsion) découle des efforts de torsion accumulés le long de chaque ligne de contreventement. Voir la norme S136-96[19], section 8.3.2.4, pour connaître les méthodes de calcul de cette force.*

FIGURE 5 - 17
FORCE DE RETENUE DES EFFORTS DE TORSION FOURNIE PAR LES AGRAFES

CAS I : L'agrafe est encastrée dans la maçonnerie et entrave l'aile extérieure du poteau. L'aile intérieure est entravée par la plaque de plâtre intérieure qui agit comme diaphragme. Ce principe s'applique lors de la pose en rattrapage d'agrafes extérieures, où la rigidité et la résistance de la plaque de plâtre intérieure qui agit comme diaphragme peuvent être mobilisées.

CAS II : L'agrafe est encastrée dans la maçonnerie et entrave les ailes intérieure et extérieure du poteau. Aucune force de retenue n'est fournie par la plaque de plâtre intérieure. Ce principe s'applique lors de la pose en rattrapage d'agrafes intérieures, où la rigidité et la résistance de la plaque de plâtre intérieure qui agit comme diaphragme ne peuvent être mobilisées.

CAS III : L'agrafe se comporte comme un élément encastré étrésillonné qui relie la maçonnerie à la plaque de plâtre intérieure. Ce principe s'applique lors de la pose en rattrapage d'agrafes intérieure, où la rigidité et la résistance de la plaques de plâtre intérieure qui agit comme diaphragme sont sollicitées, mais dans une mesure moindre que dans le Cas I.

La résistance du revêtement extérieur n'est sollicité dans aucun de ces trois cas. Il faut souligner que la capacité des agrafes à jouer le rôle de contreventements n'a pas été confirmée par des essais. La charge pondérée qui s'exerce sur chaque agrafe (agissant comme contreventement) peut être calculée avec un certain degré de certitude à l'aide de la méthode indiquée dans la norme S136-94[19], section 8.3.2.4. Il faudra donc analyser la résistance pondérée de chaque agrafe (agissant comme contreventement). À cette fin, il faut solliciter l'avis d'un ingénieur.

5.2.15 Lisse basse

Voir aussi les points 3.15 et 4.3.2.12.

Lorsqu'on renforce une lisse, il faut cesser de considérer la lisse comme un élément porteur. On peut procéder de la manière indiquée à la figure 5 - 18. La cornière de fixation transmet directement au béton l'effort de cisaillement qui s'exerce à l'extrémité du poteau. Une cornière de fixation correctement dimensionnée pourra aussi entraver les efforts de torsion appliqués sur l'extrémité du poteau.

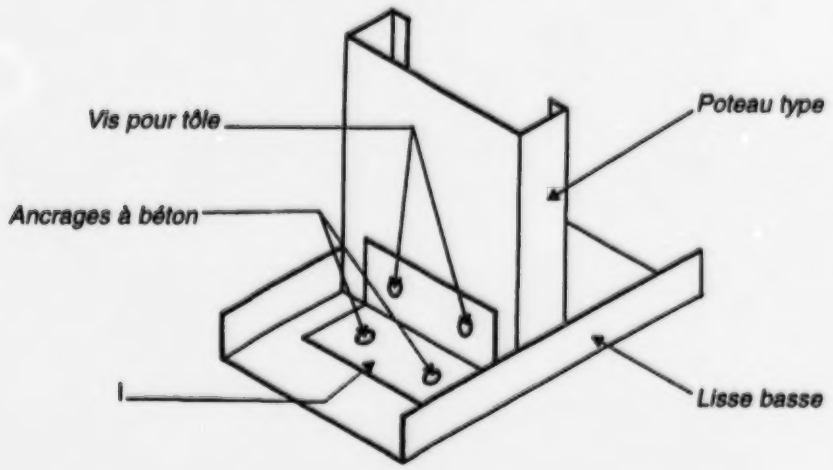


FIGURE 5 - 18
RENFORCEMENT EN RATTRAPAGE D'UN ASSEMBLAGE POTEAU-LISSE

5.2.16 Sablières

Voir aussi les points 3.16 et 4.3.2.13.

On peut renforcer de différentes manières les détails d'assemblage des sablières, selon la nature des contraintes à éliminer.

On suggère deux mesures correctives pour améliorer la résistance de la sablière extérieure. Dans ces deux méthodes, on cesse essentiellement de considérer la sablière extérieure comme un élément structural.

À la figure 5 - 19, la résistance aux réactions des poteaux est assurée par un ancrage à manchon adhésif encastré dans la dalle sus-jacente. L'espacement des ancrages est dicté soit par leur résistance, soit par la rigidité et la résistance

à la flexion de la sablière intérieure. L'ancrage adhésif est fixé dans un trou de fort diamètre foré dans la sablière intérieure. On soude ensuite en place une plaque comportant un orifice dont le diamètre correspond à celui de l'ancrage pour réduire au minimum le jeu mécanique de l'assemblage. Il faut prendre toutes les mesures de protection nécessaires contre l'incendie et les vapeurs lorsqu'on exécute des travaux de soudure de l'intérieur.

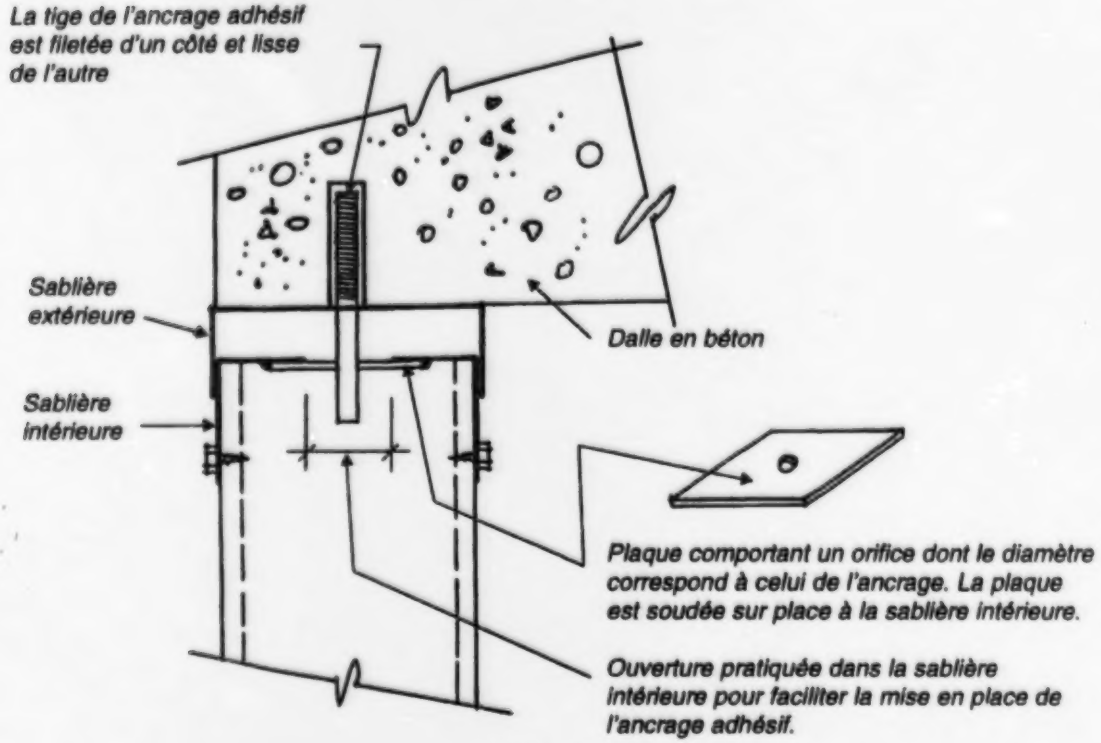


FIGURE 5 - 19
POSE EN RATTRAPAGE D'UN ANCRAGE ADHÉSIF DANS LA SABLIÈRE SUPÉRIEURE

La figure 5 - 20 montre un détail d'assemblage semblable mais sans élément soudé. Dans ce cas, on a utilisé une coquille d'expansion forée de type conique et un court tube. Le tube, ou manchon, est essentiellement une rondelle très épaisse qui résiste à la précontrainte qui s'exerce dans la coquille d'expansion et agit de concert avec l'ancrage comme élément à portée libre pour résister aux réactions des poteaux. Ici encore, l'espacement des ancrages sera dicté soit par la résistance des ancrages, soit par la rigidité et la résistance à la flexion de la sablière intérieure. L'ancrage est fixé dans un trou foré dans la sablière intérieure dont le diamètre correspond au diamètre extérieur du manchon. Bien que cet assemblage ne comporte aucune soudure, l'opération de forage peut être difficile. Si les orifices sont surdimensionnés, le jeu mécanique sera excessif.

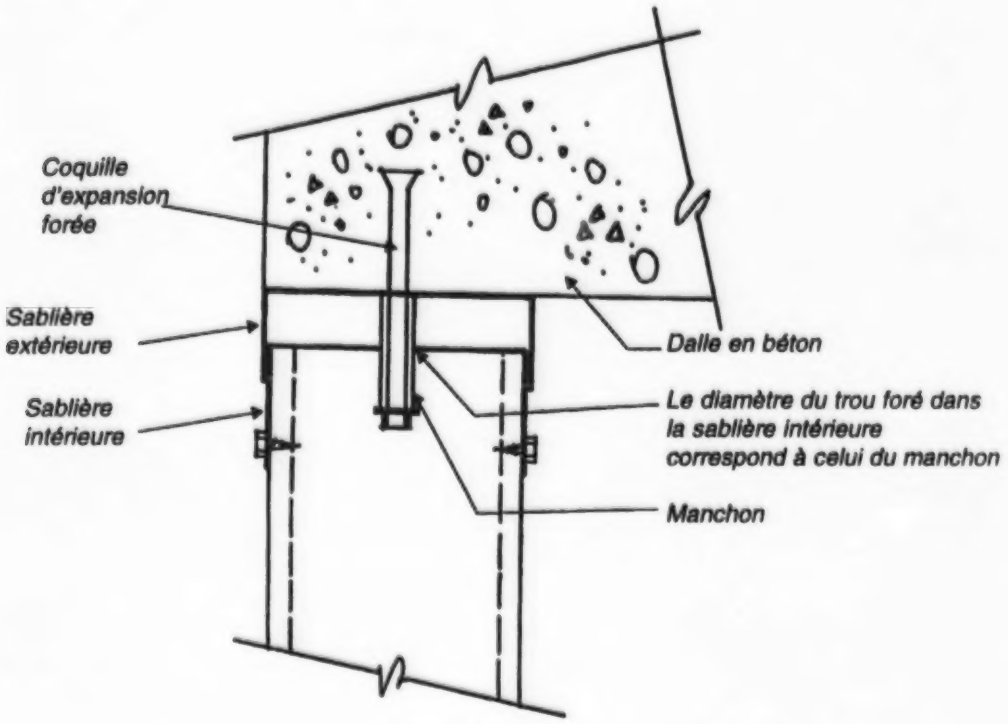


FIGURE 5 - 20
POSE EN RATTRAPAGE D'UNE COQUILLE D'EXPANSION DANS LA SABLIÈRE EXTÉRIEURE

Le détail réalisé en rattrapage illustré à la figure 5 - 21 est recommandé lorsque la sablière extérieure offre une résistance suffisante mais non la fixation au béton. On ne peut exécuter ces travaux que de l'extérieur, par un orifice pratiqué dans le parement en maçonnerie. Il faudra donc découper la maçonnerie et le raidisseur de manière à obtenir un dégagement suffisant, faute de quoi le rendement du joint souple pourrait être compromis.

Les pressions éoliennes négatives qui s'exercent sur la sablière intérieure sont transmises directement aux raidisseurs, et les pressions éoliennes positives, à l'aile verticale intérieure de la sablière extérieure, le raidisseur résistant à la tendance au glissement et au renversement de la sablière extérieure. Lorsqu'il faut effectuer des réparations de l'intérieur pour assurer une fixation solide au béton, on doit utiliser les détails d'assemblage illustrés aux figures 5 - 19 et 5 - 20.

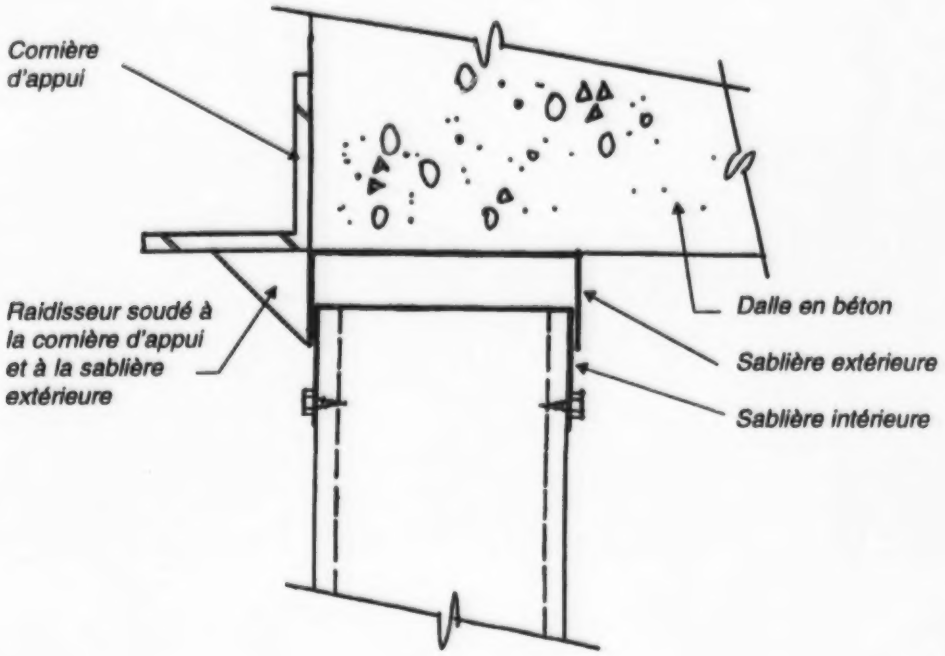


FIGURE 5 - 21
SOUDAGE EN RATTRAPAGE D'UN RAIDISSEUR À LA SABLIÈRE EXTÉRIEURE

5.2.17 Poteaux jumelés aux montants

Voir aussi les points 3.17 (détails types à la figure 3 - 20) et 4.3.2.14.

On peut renforcer les poteaux jumelés de différentes manières, selon les contraintes à éliminer.

Pour réparer rapidement les défauts d'assemblage de poteaux jumelés bord à bord, on peut fixer en rattrapage des agrafes aux deux poteaux (voir le point 5.2.6). Ces agrafes mobiliseront le parement en maçonnerie, qui servira alors d'élément de connexion et solidarisera l'action des deux poteaux. Cette solution est explorée plus avant dans les études de cas 2 - A et 2 - B présentées dans le manuel de l'utilisateur du programme de d'analyse[23].

Il est difficile de renforcer les poteaux jumelés qui présentent une rigidité ou une résistance à la flexion insuffisante parce que les meneaux des fenêtres ainsi

que les appuis et les linteaux qui les encadrent font obstacle. On peut toutefois ajouter un profilé de renfort (voir la figure 3 - 20b) au poteau extérieur d'un assemblage bord à bord. Lorsqu'il faut augmenter de beaucoup la résistance ou la rigidité, on peut mettre en place des poteaux de renfort près des montants soumis à des contraintes excessives.

On peut également recourir aux méthodes de renforcement recommandées pour les poteaux types. Voir le point 5.2.13.

5.2.18 Linteaux et appuis de fenêtre

Voir aussi les points 3.18 et 4.3.2.15.

Il est difficile de renforcer les linteaux et les appuis de fenêtre parce que la fenêtre fait obstacle sur un côté et les poteaux nains, sur l'autre. Dans le cas des linteaux, il suffit parfois de s'assurer que ces éléments sont bien fixés au parement et qu'ils mobilisent ainsi la résistance à la flexion horizontale du linteau à cornières séparées.

Pour les appuis, il est possible d'ajouter des éléments de renfort dans l'épaisseur de la lame d'air ou le parement. Une cornière de renfort, essentiellement un linteau à cornières séparées inversé, peut être placée sur le dessus de la maçonnerie à l'emplacement de l'appui.

5.2.19 Murs en surélévation

Voir aussi les points 3.19 et 4.3.2.16.

Pour réparer un mur en surélévation, on procède de la même façon que pour un panneau de mur en maçonnerie type.

Les poteaux en acier qui présentent un problème doivent généralement être remplacés. Voir ICTAB[20] pour connaître les systèmes porteurs appropriés pour les murs en surélévation.

Il est à noter qu'en cas de défaillance de la membrane d'étanchéité et des solins du toit, il peut être difficile et coûteux de réparer ou de remplacer les murs en surélévation.

5.2.20 Corrosion

Voir aussi les points 3.21 et 4.3.2.18.

Les méthodes de renforcement des éléments en acier affaiblis par la corrosion sont semblables aux méthodes recommandées ci-dessus pour les éléments de mur.

On peut ralentir la détérioration des éléments en acier qui ne présentent pas de pertes de résistance importantes mais dont la durabilité est compromise par la corrosion en améliorant les caractéristiques de construction du mur (en fonction du diagnostic).

On peut également appliquer une peinture à forte teneur en zinc pour ralentir la détérioration des éléments en acier corrodés. Dans certains devis, on exige que la peinture au zinc soit appliquée sur une surface équivalente à une surface décapée au jet de sable. Il est impossible de préparer ainsi les surfaces sur le terrain, surtout s'il s'agit d'éléments de faible calibre. Un passage à la brosse métallique mécanique est généralement suffisant. Il faut souligner que la teneur en zinc des peintures vendues dans le commerce varie considérablement. Plus cette teneur est élevée, plus la protection est efficace.

Références

1 *Condominium Law and Administration*, par Audrey Loeb, published by Carswell, 1989.

2 *Construction des murs extérieurs des bâtiments de grande hauteur : systèmes de mur à placage de brique sur une maçonnerie en béton ou fond à ossature d'acier*, par R.G. Drysdale et G.T. Suter, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 1991.

3 *ASTM STP 935, Cleaning Stone and Masonry*, James R. Clifton Editor, ASTM (American Society for Testing and Materials) Special Technical Publications, avril 1983.

4 *Frost Damage to Clay Brick in a Loadbearing Masonry Building*, par A.H.P. Maurenbrecher et G.T. Suter, Canadian Journal of Civil Engineering, avril 1993.

5 *Colorless Coatings for Brick Masonry (Technical Note No. 7E Reissued February 1987)*, Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

6 *Water Repellents for Concrete Masonry Walls, TEK 10B*, National Concrete Masonry Association (NCMA-TEK)

7 *CBD 131, Revêtements pour surface de maçonnerie*, par H.E. Ashton, Digeste de la construction au Canada, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherche du Canada, 1970.

8 *CBD 162, Emploi des silicones comme hydrofuges dans la construction*, par T. Ritchie, Digeste de la construction au Canada, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherche du Canada, 1974

9 *Concrete Sealers for Protection of Bridge Structures*, par D.W. Pfeifer et M.J. Scali, National Cooperative Highway Research Program Report 244, décembre 1981.

10 *Cleaning Brick Masonry (Technical Note No. 20 Revised II Novembre 1990)*, Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

11 *Cleaning Efflorescences from Masonry*, par L. Gauri, G.C. Holdren et W.C. Vaughan, *ASTM STP 935, Cleaning Stone and Masonry*, James R. Clifton Editor, avril 1983, ASTM (American Society for Testing and Materials) Special Technical Publications.

12 *A370-94 Éléments de liaison de la maçonnerie*, Association canadienne de normalisation.

13 *Brick Veneer/Steel Stud Project Initial Exploratory Study Draft Report (Task 1)*, par M.A. Posthma et E.F.P. Burnett, Building Engineering Group, University of Waterloo, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, *juillet 1992*.

14 *Brick Veneer/Steel Stud Project Task 2: Four Remedial Tie Systems for BV/SS Walls - Development and Conformance Testing*, par M.A. Posthma et E.F.P. Burnett, Buillding Engineering Group, University of Waterloo, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, août 1993.

15 *Brick Veneer/Steel Sud Project, Task 3: Remedial Tie Systems for BV/SS Walls - Post Remediation Performance Considerations*, par C.I. Wegner et E.F.P. Burnett, Building Engineering Group, University of Waterloo, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, avril 1994.

16 *Brick Veneer/Steel Stud Project, Task 4: Dinal Remedial Tie Systems for BV/SS Walls - Development and Conformance Testing*, par C.I. Wegner et E.F.P. Burnett, Building Engineering Group, University of Waterloo, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, avril 1994.

17 *Brick Veneer/Steel Stud Project - Task 5, Remedial Tie Systems for BV/SS Walls: Summary Report*, par E.F. P. Burnett, Building Engineering Group, University of Waterloo, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, octobre 1994.

18 *Tests of Full Scale Brick Veneer Steel Stud Walls to Determine Strength and Rain Penetration Characteristics*, par R.G. Drysdale et M. Wilson, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, juillet 1990.

19 *S136-94 Cold Formed Steel Structural Members*, Association canadienne de normalisation.

20 *Lightweight Steel Framing Design Manual*, par T.W.J. Trestain, Canadian Sheet Steel Building Institute, juillet 1991.

21 *Brick Veneer/Steel Stud Walls - A Repair Solution*, par H. Keller et T.W.J. Trestain, 7th Canadian Masonry Symposium (à publier).

22 *S304.1-94 Masonry Design for Buildings, Limit States Design*, Association canadienne de normalisation.

23 *User Reference Manual for a Finite Element Analysis Program for Masonry Veneer/Steel Stud Wall Systems*, par Drysdale Engineering et Associates Limited, pour T.W.J. Trestain Structural Engineering et faisant partie d'un contrat avec la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1993.

24 *Water Resistance of Brick Masonry Design and Detailing Part I of III, (Technical Note No. 7 Revised February 1985)* Brick Institute of America Technical Notes on Brick Construction.

Annexe A

Bibliographie des normes et des documents de référence pertinents

(une bibliographie des ouvrages mentionnés dans le corps du texte est présentée à la fin de chaque chapitre)

1. *Brick and Tile Engineering,* par H.C. Plummer, Structural Clay Products Institute, 1950.

2. *Exterior Wall Steel Stud Systems - Acceptance Bulletin,* Société centrale (maintenant canadienne) d'hypothèques et de logement, Ottawa, Canada.

3. *Thermal Performance of Walls Framed with Steel Studs with Slit Webs,* par D.J. Crise, United States Steel Corporation, 15 novembre 1972.

4. *Status of Cold-Formed Steel Framing in Residential Construction - Thermal Performance in Exterior Walls,* par NAHB Research Foundation Inc., pour l'American Iron and Steel Institute novembre 1973.

5. *Sheet Steel Framing for Residential Light Construction,* par L.W. Ife, Technical Bulletin No. 17, The Steel Company of Canada Limited, février 1977.

6. *Applications of Infrared Thermography in Locating and Identifying Building Faults,* par K.N. Burn et G.D. Schuyler, DBR Paper No. 964, Division de la recherche en construction, CNRC 19211, printemps 1979

7. *Long-term Deflection of Reinforced Concrete Flat Slabs and Plates,* par J. Maryon et P.J. Taylor, Engineering Digest, juillet/août 1979.

8. *Water and Air Penetration Through Brick Walls - A Theoretical and Experimental Study,* par A.J. Newman et D. Whiteside, Trans. J. Brit. Ceram, Soc., Vol. 80, 1981.

9. *Analysis and Design of Slab Systems,* Program User's Manual, CPCA, 1981.

10. *Concrete Sealers for Protection of Bridge Structures,* par D.W. Pfeifer et M.J. Scali, National Cooperative Highway Research Program Report 244, décembre 1981.

11. *Composite Design Method for Masonry Walls on Steel Beams,* par B.S. Smith, L. Pradolin et J.R. Riddington, Canadian Journal of Civil Engineering, mars 1982.

12. *Performance Evaluation of Brick Veneer with Steel Stud Backup,* par J.O. Arumala et R.H. Brown, Clemson University, for the Brick Institute of America and the Metal Lath/Steel Framing Association, avril 1982.

13. *A Perspective on Masonry Serviceability,* par W.G. Plewes, Proceedings, 3rd Canadian Masonry Symposium, Edmonton, juin 1983

14. *Building Science for a Cold Climate,* par N.B. Hutcheon et G.O.P. Handegord, CNRC, publié par Conctruction Technology Centre Atlantic Inc., 1983.

28. *Lightweight Steel Framing Design Manual,* par T.W.J. Trestain, Canadian Sheet Steel Building Institute, juillet 1991.

29. *Testing of Air Barrier Systems for Wood Framed Walls,* par W.C. Brown et G.F. Poirier, Institut de recherche en construction, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 3 juin 1988.

30. *Perméance à l'air des matériaux de construction,* par Air-Ins Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 17 juin 1988.

31. *Seminar on Steel Stud Brick Veneer Wall Systems,* par R.G. Drysdale, H. Keller et G.T. Suter, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 1989.

32. *Condominium Law and Administration,* par Audrey Loeb, publié par Carswell, 1989.

33. *A Report on Behaviour of Brick Veneer/Steel Stud Tie Systems,* par R.G. Drysdale et M.J. Wilson, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mars 1989.

34. *Defining Better Wall Systems,* par R.G. Drysdale et S. Chidiac, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mai 1989. (à publier)

35. *Field Investigation of Brick Veneer/Steel Stud Wall Systems,* par Suter Keller Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, Ottawa, 30 novembre 1989.

36. *Studies on the Behaviour of Cold-Formed Steel Stud Wall Assemblies,* par T.H. Miller et T. Pelkoz, Project Director, Cornell University, for American Iron and Steel Institute, novembre 1989.

37. *Critères d'établissement des caractéristiques d'étanchéité à l'air de l'enveloppe des bâtiments :* Rapport final, par Trow Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1989.

38. *Shelf Angles for Masonry Veneer,* par C.T. Grimm et J.A. Yura, Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol. 115, No. 3, 1989, pp. 509-525.

39. *Architectural Details for Insulated Buildings* par R. Brand, publié par Van Nostret Reinhold, 1990.

40. *Code national du bâtiment du Canada, Supplément du Code national du bâtiment du Canada,* Conseil national de recherches du Canada, 1990.

41. *Supplément du Code national du bâtiment du Canada, Code national du bâtiment du Canada,* Conseil national de recherches du Canada, 1990.

42. *The Failure of Steel Studs,* par J.W. Cowie, The Magazine of Masonry Construction, février 1990.

43. *Criteria for the Testing of Wall Sheathing for Load-Bearing Steel Studs,* par D.L. Tarlton, R.M. Schuster et A.S. Zakrzeweski, pour le programme de subvention de recherche de la SCHL, mars 1990.

58. *CMHC Research Project Testing of Air Barriers Construction Details,* par Morrison Hershfield Limited, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 26 août 1991.

59. *Airtightness Test on Components Used to Join Different or Similar Materials of the Building Envelope,* par Air-Ins Inc., pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 27 septembre 1991.

60. *Limit States Criteria for Structural Evaluation of Existing Buildings,* par D.E. Allen, Canadian Journal of Civil Engineering, décembre 1991.

61. *Strength and Stiffness Characteristics of Steel Stud Backup Walls Designed to Support Brick Veneer,* par R.G. Drysdale et N. Breton, McMaster University, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, décembre 1991.

62. *Technics: Steel Stud/Brick Veneer Walls,* par T. Trestain et J. Rousseau, Progressive Architecture, février 1992 (Discussion juin 1992).

63. *Review of Design Guidelines for Pressure Equalized Rainscreen Walls,* par A. Baskaran, Institute for Research in Construction Internal Report No. 629, mars 1992.

64. *The Technical Audit Report,* par G. Torok, Proceedings, Sixth Conference on Building Science and Technology, Toronto, mars 1992.

65. *The Durability of Steel Components in Brick Veneer/Steel Stud Wall Systems,* par H. Keller, T.W.J. Trestain et A.H.P. Maurenbrecher, Proceedings, Sixth Conference on Building Science and Technology, Toronto, mars 1992.

66. *Diagnosing Envelope Problems by Field Performance Monitoring,* par M.D. Lawton, Proceedings, Sixth Conference on Building Science and Technology, Toronto, mars 1992.

67. *Rationalizing Wall Performance Criteria,* par M.S. Brook, Proceedings, Sixth Conference on Building Science and Technology, Toronto, mars 1992.

68. *Review of Non-Destructive Test Methods for Assessing Strength, Serviceability and Deterioration in Buildings,* par A.H.P. Maurenbrecher et G. Pernica, Institut de recherche en construction pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, mai 1992.

69. *Brick Veneer/Steel Stud Project Initial Exploratory Study Draft Report (Task 1),* par M.A. Posthma et E.F.P. Burnett, Building Engineering Group, University of Waterloo, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, juillet 1992.

70. *Testing Masonry Using the "Field Adapted ASTM E 514 Water Permeability Test" May Lead to Unnecessary and Costly Repairs,* par M. Brown, The Construction Specifier, juillet 1992.

71. *Lignes directives pour l'évaluation sismique des bâtiments existants,* par D.E. Allen, enquêteur principal, Conseil national de recherche du Canada, Institut de recherche en construction, décembre 1992.

85. *Air Barriers: Assemblies and Construction Materials - Part 1,* par J. Rousseau, National Building Envelope Council Digest, juin 1994.

86. *Brick Veneer/Steel Stud Project - Task 5, Remedial Tie Systems for BV/SS Walls, Summary Report,* par E.F.P. Burnett, Building Engineering Group, University of Waterloo, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, octobre 1994.

87. *Air Leakage Control Retrofits for Wall Assemblies,* par A. Parekh et T. Robinson, Construction Canada, novembre /décembre 1994.

88. *Masonry Sructures Behaviour and Design,* par R.G. Drysdale, A.A. Hamid, L.R. Baker, Prentice-Hall, 1994.

89. *Défi Idées : Protocole de contrôle des murs extérieurs,* par R. Quiroutette, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement, 13 mars 1995.

90. *Behaviour of Web Elements with Openings Subjected to Bending, Shear and the Combination of Bending and Shear,* par M.Y. Shan et R.A. LaBoube, Civil Engineering Study 94-2, University of Missouri-Roulla.

91. *Code national du bâtiment du Canada 1995, Supplément du Code national du bâtiment du Canada,* Conseil national de recherches du Canada (à être publié).

92. *Best Practice Guide Building Envelope Design for Steel Stud Walls,* par J. Posey, Posey Construction Specifications, pour la Société canadienne d'hypothèques et de logement (à publier).

93. *Brick Veneer/Steel Stud Walls - A Repair Solution* - H. Keller et T.W.J. Trestain, 7th Canadian Masonry Symposium (à publier).

94. *Practical Guidelines for Designers, Contractors and Developers on the Installation of Air Leakage Control Measures in New and Existing High-Rise Commercial Buildings,* par Canam Building Envelope Specialists Inc., Travaux Publics, sans date.

95. *Architectural Aluminum Manufacturers Association,* Des Plaines, IL

    95.1 *AAMA 501-83, Methods of Test for Metal Curtain Walls*

    95.2 *AAMA 501.2-83, Field Check of Metal Curtain Walls for Water Leakage in AAMA 501-83*

    95.3 *AAMA 502-90, Voluntary Specification for Field Testing of Windows and Sliding Glass Doors*

96. *ASHRAE (The American Society of Heating, Refrigerating, and Air-Conditioning Engineers Inc.) Standards*

97.16 ASTM E 488, Test Method for Strength of Anchors in Concrete and Masonry Elements

97.17 ASTM E 514, Test Method for Water Permeance of Masonry

97.18 ASTM E 518, Standard Test Method for Flexural Bond Strength of Masonry

97.19 ASTM E 663, Practice for Flame Atomic Absorption Analysis

97.20 ASTM E 741, Test Method for Determining Air Leakage Rate by Tracer Dilution

97.21 ASTM E 779, Test Method for Air Leakage by Fan Pressurization Devices

97.22 ASTM E 1105, Field Determination of Water Penetration of Installed Exterior Windows, Curtain Walls, and Doors by Uniform of Cyclic Static Air Pressure Difference

97.23 ASTM E 1186, Practice for Air Leakage Site Detection in Building Envelopes

97.24 ASTM G 84, Practice for Measurement of Time-of-Wetness on Surfaces Exposed to Wetting Conditions as in Atmospheric Corrosion Testing

98. ASTM (American Society for Testing and Materials) Special Technical Publications

98.1 ASTM STP 767, Atmospheric Corrosion of Metals

98.1.1 Measurement of the Time-of-Wetness by Moisture Sensors and Their Calculation, par P.J. Serada, S.G. Croll et H.F. Slade, P267-285. (voir également le document DBR 1060, CNRC)

98.2 ASTM STP 778, Masonry: Materials, Properties and Performance, G. Borchelt Editor, 1982

98.2.1 Adaptations and Additions to ASTM Test Method E 514 (Water Permeance of Masonry) for Field Conditions, par C.B. Monk Jr.

98.3 ASTM STP 935, Cleaning Stone and Masonry, James R. Clifton Editor, April 1983

98.3.1 Cleaning Efflorescences from Masonry, par L. Gauri, G.C. Holdren et W.C. Vaughan

98.3.2 Performance Tests for Graffiti Removers, par J.R. Clifton, M. Godette

98.3.3 Masonry Cleaning – The State of the Art, par D.W. Boyer

98.4 ASTM STP 901, Building Performance, Function, Preservation and Rehabilitation, Gerald Davis, Editor, octobre 1983

99.2 *Colorless Coatings for Brick Masonry* (note technique nº. 7E ré-diffusée en février 1987)

99.3 *Movement – Volume Changes and Effect of Movement – Part I* (note technique nº. 18 révisée en janvier 1991)

99.4 *Movement – Design and Detailing of Movement Joints – Part II* (note technique nº. 18A révisée en décembre 1991)

99.5 *Differential Movement – Flexible Anchorage Part III of III* (note technique nº. 18B re-diffusée en décembre 1980)

99.6 *Movement Volume Changes and Effect of Movement Part I* (note technique nº. 18 révisée en janvier 1991)

99.7 *Movement Design and Detailing of Movement Joints Part II* (note technique nº. 18A révisée en décembre 1991)

99.8 *Cleaning Brick Masonry* (note technique nº. 20 révisée le 11 novembre 1990)

99.9 *Efflorescence, Causes and Mechanisms – Part I of II* (note technique No. 23 révisée en mai 1985)

99.10 *Efflorescence, Prevention and Control* (note technique No. 23A révisée en juin 1985)

99.11 *Brick Veneer Panel and Curtain Walls* (note technique No. 28B révisée en fevrier 1980)

99.12 *Brick Veneer Steel Stud Panel Walls* (note technique No. 28B révisée le 11 février 1987)

99.13 *Structural Steel Lintels* (note technique No. 31B re-diffusée en mai 1987)

100. *British Standards Institution*

100.1 *BS 7543: 1992 Guide to Durability of buildings and building elements, products and components*

101 *Building Smart,* Régime de garantie des logements neufs de l'Ontario

101.1 *Issue No. 1, Winter Masonry*

101.2 *Issue No. 5, High Rise Windows*

101.3 *Issue No. 15, Summer Masonry Construction*

102 *Digeste de la construction au Canada,* Institut de recherche en construction, Conseil national de recherche du Canada

105 National Concrete Masonry Association (NCMA-TEK)

105.1 Water Repellents for Concrete Masonry Walls, TEK 10B

105.2 Building Weathertight Concrete Masonry Walls, TEK 85, 1977

106 Ontario Building Envelope Council (OBEC) Technical Notes

106.1 Thermography, February 1994

106.2 Building Science Investigative Tools

Annexe B — Terminologie

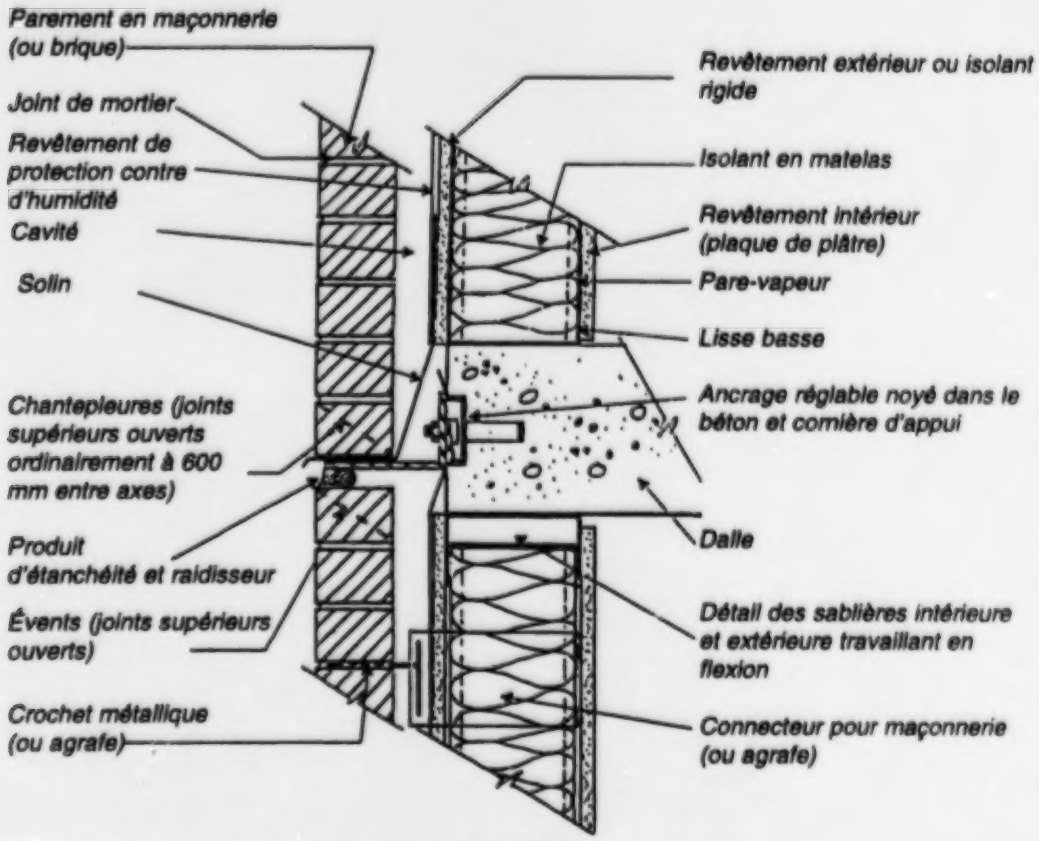


FIGURE B-1
DÉTAIL D'UNE CORNIÈRE D'APPUI TYPE

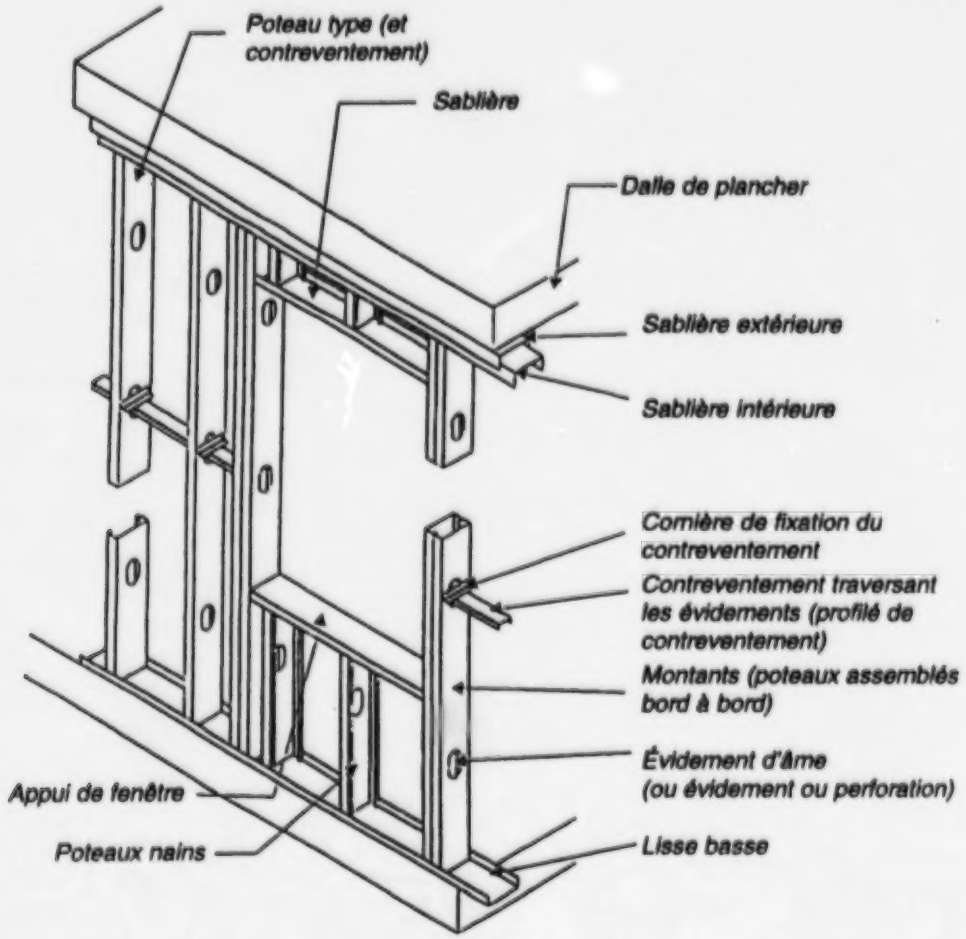


FIGURE B-2
MUR DE FOND À OSSATURE EN ACIER TYPE COMPORTANT UNE BAIE DE FENÊTRE

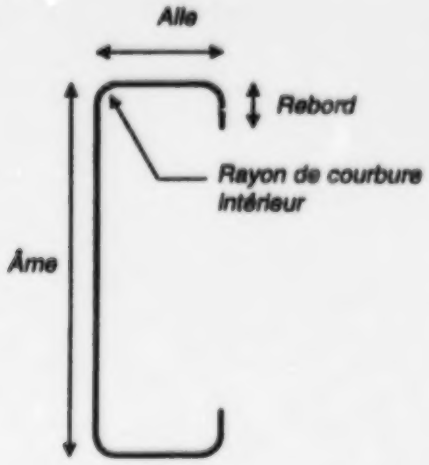


FIGURE B-3
GÉOMÉTRIE TRANSVERSALE D'UN POTEAU TYPE

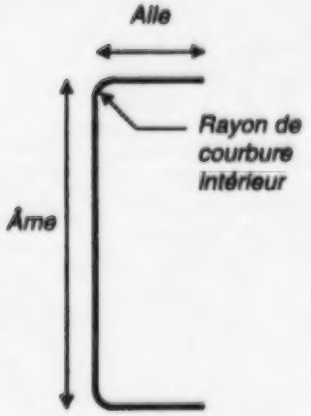


FIGURE B-4
GÉOMÉTRIE TRANSVERSALE D'UN PROFILÉ TYPE

Annexe C – Liste de contrôle de rendement des murs

Un mur à ossature en acier et à parement en maçonnerie bien conçu doit être conforme aux critères suivants :

1. Parement en maçonnerie

1.1 Cornière d'appui

Dimensions, résistance et rigidité adéquates
Assemblage adéquat à la structure
Continue *(notamment aux angles)*
Protection adéquate contre la corrosion
Contribution à la formation de ponts thermiques réduite au minimum *(absence de pont continu avec la sablière)*

1.2 Linteaux à cornières séparées

Dimensions, résistance et rigidité adéquates
Protection adéquate contre la corrosion
Appui adéquat *(aux extrémités du linteau)*
Pas d'accumulation d'humidité

1.3 Joints de dilatation et de rupture

Horizontaux *(sous les cornières d'appui)* – dimensions et produits d'étanchéité adéquats
Verticaux – dimensions appropriées, intervalles suffisamment rapprochés, emplacement et produits d'étanchéité adéquats

1.4 Brique et mortier

Brique en bon état *(absence d'effritement, de fissuration, d'efflorescence, de défaut d'alignement)*
Durabilité adéquate de la brique et du mortier
Rigidité et résistance à la flexion horizontale suffisantes *(si le parement est porteur)*
Résistance et rigidité à la flexion verticales suffisantes *(si le parement est porteur)*
Chantepleures – dimensions et espacement adéquats *(pour l'évacuation de l'eau et l'égalisation des pressions)*, pas d'obstruction
Évents – dimensions et espacement adéquats *(pour l'assèchement des murs et l'égalisation des pressions)*, pas d'obstruction, lames de protection
Surplomb en maçonnerie limité au-dessus du mur de fondation et à l'emplacement des cornières d'appui et des linteaux
Imperméabilisation adéquate
Dégagement suffisant par rapport au niveau du sol
Mortier en bon état

Mortier ne contenant aucun adjuvant inadéquat (p. ex. chlorures)
Joints de mortier bien remplis *(surtout pour les joints supérieurs)*

1.5 Agrafes à maçonnerie

Espacement adéquat *(horizontal et vertical)*
Type adéquat
Enrobage de mortier d'épaisseur suffisante
Fixation adéquate aux poteaux d'acier *(assemblage acier-acier)*
Résistance et rigidité suffisantes
Résistance à la corrosion adéquate
Accumulation de bavures de mortier réduite au minimum

1.6 Solins

Posés aux emplacements appropriés *(fondation, cornière d'appui, appui de fenêtre, linteau de fenêtre)*
Type approprié
Continus *(joints de recouvrement bien réalisés)*
Barrages d'extrémité adéquats *(à toutes les terminaisons)*
Larmier adéquat *(prolongé au-delà de la face du parement)*
Durabilité adéquate *(pendant et après construction)*

2. Lame d'air

Dimensions adéquates *(au moins 1 po, de préférence 2 po)*
Nombre de ponts de mortier réduit au minimum
Accumulation de mortier réduite au minimum sur les cornières d'appui

3. Isolant extérieur et revêtement extérieur

Type approprié
Résistance à l'humidité adéquate
Épaisseur adéquate, valeur de résistance thermique suffisamment élevée
Détails appropriés si l'isolant ou le revêtement font office de pare-air
(installation continue, faible perméabilité à l'air et caractéristiques adéquates de résistance, de fixation, de rigidité et de durabilité)
Détails appropriés si l'isolant ou le revêtement ne servent pas de pare-air
(pas de différences de pression imprévues de part et d'autre du revêtement ou de l'isolant sous l'effet du vent et perméabilité suffisante pour permettre l'assèchement de l'isolant posé dans l'espace entre poteaux)
Détails appropriés si l'isolant ou le revêtement servent de pare-air
Détails appropriés si l'isolant ou le revêtement servent de pare-vapeur
Résistance, rigidité et durabilité adéquates si l'isolant ou le revêtement agissent comme contreventements structuraux pour les poteaux
Fixation adéquate aux poteaux en acier

Pas d'espace de convection entre l'isolant et le revêtement
Nombre de ponts thermiques réduits au minimum

4. Pare-air

Type et emplacements appropriés
Étanchéité à l'air du matériau, des joints et des interfaces avec les autres éléments du bâtiment
Résistance, rigidité et durabilité adéquates
Résistance adéquate au fluage
Résistance adéquate à l'humidité
Résistance adéquate aux contraintes thermiques et aux mouvements du bâtiment

5. Pare-vapeur

Type et emplacement appropriés
Étanchéité à la vapeur adéquate du matériau, des joints et des interfaces avec les autres éléments du bâtiment

6. Isolant posé dans l'espace entre poteaux

Type et épaisseur appropriés
Ajustement serré contre le revêtement intérieur ou extérieur
Ajustement serré à l'intérieur des poteaux
Pas de tassement
Pose à l'intérieur des poteaux jumelés en caisson
Nombre de ponts thermiques réduits au minimum
Point de rosée à l'extérieur de l'espace entre poteaux (de préférence)

7. Revêtement intérieur

Type et détails appropriés si le revêtement intérieur fait office de pare-air *(installation continue, faible perméabilité à l'air et caractéristiques adéquates de résistance, de fixation, de rigidité et de durabilité)*
Résistance, rigidité et durabilité adéquates si l'isolant ou le revêtement intérieurs agissent comme contreventements structuraux pour les poteaux
Fixation adéquate aux poteaux en acier
Type et détails appropriés si le revêtement intérieur sert de pare-vapeur

8. Murs de fond à ossature en acier

8.1 Poteau type

Résistance et rigidité adéquates
Résistance à la corrosion adéquate
Emplacement approprié des évidements *(par rapport aux assemblages supérieur et inférieur et aux agrafes à maçonnerie)*

8.2 Contreventement *(contreventement traversant les évidements, contreventement frontal en feuillard d'acier ou revêtement)*

Résistance et rigidité suffisantes et assemblage adéquat aux poteaux
Espacement adéquat
Installation continue
Ancrage approprié à l'ossature primaire

8.3 Lisse basse

Fixation adéquate à la dalle de plancher *(fixations appropriées — type, dimensions, espacement, résistance à la corrosion, distance à la rive et emplacement par rapport aux poteaux types et aux poteaux jumelés aux montants)*
Résistance et rigidité suffisantes
Résistance adéquate à la corrosion
Jeu approprié entre l'extrémité du poteau et la lisse *(au plus 4 mm)*
Capacité d'évacuation de l'eau si la conception l'exige
Installation continue

8.4 Sablières

Détails autorisant les fléchissements de la dalle
Chevauchement minimal des sablières intérieure et extérieure *(ou des poteaux et des sablières)*
Fixation adéquate à la sous-face de la dalle *(fixations appropriées — type, dimensions, espacement, résistance à la corrosion, distance à la rive et emplacement par rapport aux poteaux types et aux poteaux jumelés aux montants)*
Résistance et rigidité suffisantes
Résistance adéquate à la corrosion
Jeu approprié entre l'extrémité du poteau et la lisse *(pour le détail des sablières intérieure et extérieure – au plus 4 mm)*
Installation continue
Résistance adéquate à la déformation dans le plan du mur (pour le détail des sablières intérieure et extérieure)

8.5 Poteaux jumelés aux montants

Résistance et rigidité suffisantes
Résistance adéquate à la corrosion
Assemblage adéquat des poteaux jumelés
Emplacement approprié des évidements *(par rapport aux assemblages supérieur et inférieur, aux agrafes et aux assemblages aux linteaux et aux appuis)*

8.6 Linteaux et appuis

Résistance et rigidité suffisantes
Résistance adéquate à la corrosion
Assemblage adéquat aux poteaux jumelés
Assemblage adéquat aux montants

9. Conditions particulières

9.1 Portes et fenêtres

Jeu de fléchissement entre le cadre et la maçonnerie
Jeu de fléchissement entre le cadre et les poteaux *(lorsque le jeu de fléchissement n'est pas fourni par les détails de la sablière)*
Installation des fenêtres ou des portes ne causant aucun dommage au mur de fond à ossature en acier *(par suite des travaux de calage ou d'une déformation)*
Ancrage adéquat *(résistance aux charges éoliennes et à l'effet de la pesanteur)*

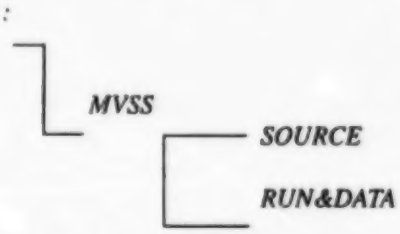
9.2 Murs en surélévation

Solins de couronnement adéquats
Fixation adéquate aux solins de toit
Joints de rupture verticaux *(dimensions, intervalles, emplacement et produits d'étanchéité adéquats)*

Annexe D — Conseils pratiques pour l'utilisation du logiciel de modélisation des éléments finis des OA/PM

1. Démarrage du logiciel de modélisation des éléments finis des OA/PM

1.1 Créer deux sous-répertoires de la manière indiquée dans le manuel de l'utilisateur et le fichier read.me installé sur le premier des trois disques fournis. Par exemple :



1.2 *SOURCE* — renferme les programmes source, notamment MVS.EXE.

RUN&DATA — renferme les fichiers de données ainsi que les fichiers MVSS.BAT et CONFIG.DAT créés au moment de l'exécution de *INSTALL.EXE*.

Pour lancer le programme, exécuter *C:/MVSS/RUN&DATA/MVSS.BAT*.

1.3 Il est à noter que le programme *INSTALL.EXE* risque de ne pas fonctionner correctement si l'on n'a pas d'abord choisi *C:/MVSS/SOURCE* comme répertoire actif avant de passer au lecteur A: et d'exécuter *INSTALL.EXE*.

1.4 L'utilitaire *PKUNZIP* est propre à chaque étude de cas; il est donc possible que l'utilitaire *PKUNZIP* associé au cas 1-A ne fonctionne pas pour le cas 2-A .

2. Conseils pratiques sur le logiciel de modélisation des éléments finis des OA/PM

2.1 Pour que le programme fonctionne correctement, il faut libérer la plus grande quantité possible de mémoire conventionnelle. Les 627 K recommandés dans le manuel de référence de l'utilisateur ne sont cependant pas toujours nécessaires. Compte tenu de ces contraintes de mémoire, le programme doit être exécuté dans *DOS* et non dans *Windows*, du moins pour ce qui est des fonctions d'analyse.

Les messages d'erreur comme « Impossible d'ouvrir le fichier – erreur F77L.EER » sont le plus souvent attribuables à une insuffisance de mémoire conventionnelle.

Pour connaître la quantité de mémoire conventionnelle disponible, exécuter la commande *DOS mem/c* et vérifier la valeur correspondant au plus gros programme exécutable.

2.2 Pour économiser l'espace en mémoire conventionnelle, on a désactivé la fonction d'impression sur fichier (pour l'impression des images graphiques affichées à l'écran), mais la fonction d'impression directe sur imprimante demeure active.

2.3 Les représentations graphiques de certaines géométries complexes peuvent êtres « trop chargées » et difficiles à lire. (Pour un exemple de ce problème, voir les écrans de saisie des données sur la géométrie pour l'étude de cas 2-A.) On peut parfois surmonter cette difficulté en effaçant l'information représentée par une couleur pour visualiser plus clairement les autres données affichées. Une fois le programme exécuté dans *DOS* et les fichiers de sortie créés et sauvegardés, exécuter le programme dans *Windows* et afficher les images graphiques voulues. Placer ces images dans le *Presse-papiers* (commande *Print Screen*) et les coller dans *Paintbrush*. Utiliser la fonction d'effacement de couleur de *Paintbrush* en réglant le paramètre Avant-plan (bouton gauche de la souris) à la couleur qui doit être effacée et le paramètre Arrière-plan (bouton droit de la souris) à noir. On peut également agrandir l'image pour en faire ressortir les détails.

2.4 Le fichier CONFIG.DA peut être modifié — la première ligne indique le sous-répertoire qui renferme le programme source *MVS.EXE* et la deuxième, le sous-répertoire qui contient le programme d'exécution *(MVSS.BAT)* et les données.

2.5 La séquence de numérotage des nœuds dans *case1a.out* sous Déformation élastiques est erronée (1, 2, 3, 4, 7, 8, ...) dans le manuel de l'utilisateur (pages 77 à 79) et sur la disquette. Cette séquence devrait être ininterrompue de 1 à 119. Pour afficher la bonne séquence de numérotage, exécuter de nouveau le cas 1-A. Ce point est soulevé dans le fichier *read.me*, point 5A sur le premier des trois disques fournis.

Ce point est soulevé dans le fichier *read-me*, point 5A sur le premier des trois disques fournis.

2.6 Les conditions limites sont définies par les Écrans limites, où les variables x, y et z et de rotation des axes x et y sont fixes ou libres. On peut vérifier ces entrées dans le fichier **.OUT* sous Configuration des nœuds. Les nœuds ne sont pas des points clés, mais correspondent au numérotage de nœuds généré par le programme à partir des points clés. On peut afficher le numérotage de nœuds au moyen des programmes de traçage fournis. Il est à noter que dans le fichier **.OUT*, les colonnes correspondant à la rotation de l'axe x et à la rotation de l'axe x sont inversées par rapport aux Écrans limites.

Il faut aussi souligner que dans les cas 2-A et 2-B, l'application de conditions limites aux poteaux adjacents au mur de contreventement a pour effet de laisser la maçonnerie libre mais de fixer l'ossature au mur de contreventement.

2.7 Pour entrer dans « Contrainte pour le nœud », utiliser la touche F5. Pendant le chargement de cet Écran limite, le nœud n'apparaîtra que lorsque le numéro correspondant sera entré puis validé à l'aide de la touche Entrée. On peut entrer plus d'une contrainte par écran.
Actuellement, la contrainte pour le nœud n° 15 dans les cas 1A et 1B ne fait pas partie des données d'entrée sur la disquette — uniquement sur la copie imprimée. (Les conditions limites du nœud n° 15 sont correctes mais non explicitement déclarées, ce qui peut ne pas être le cas dans certains exemples.)

2.8 Pendant l'exécution, le programme utilise fréquemment les fichiers de débordement. Ces fichiers sont créés dans le sous-répertoire *RUN&DATA*.

Si la mémoire vive (RAM) est suffisante, on pourra accélérer considérablement l'exécution du programme en installant le sous-répertoire *RUN&DATA* sur un disque virtuel plutôt que sur un disque dur. Il est à noter que le cas 2-A nécessite une unité de disque virtuel (RAM) de 10 méga-octets.